

# ARMIERTER BETON.

1915. JUNI.

## INHALT

Eisenbetonbrücke über die weiße Elster in Dölau bei Greiz i. V. Von H. Kolb, Regierungsbaumeister, Dresden†. S. 125.

Versuche über den Wert verschiedener Querbewehrungen in Betonsäulen. Von Dr.-Ing. R. Saliger, ord. Professor der k. k. Technischen Hochschule Wien. S. 132.

Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger. Von Dr.-Ing. H. Marcus (Breslau). S. 138.

Zweckmäßige Zusammensetzung des Betongemenges für Eisenbeton. Besprechung der Ergebnisse von Versuchen im Königl. Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde. S. 142.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 144.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann R. Schöber (Dresden). S. 145.

Verschiedene Mitteilungen: Deutsche Arbeit. S. 148.

## EISENBETONBRÜCKE ÜBER DIE WEISSE ELSTER IN DÖLAU BEI GREIZ I. V.

*Von H. Kolb, Regierungsbaumeister, Dresden†.*

### Baugeschichte.

Über die weiße Elster führte in Dölau bei Greiz bis vor kurzem eine alte Holzbrücke, die als doppeltes Hängewerk ausgebildet war, eine Hauptöffnung von 24,3 m und an der linken Stromseite eine gewölbte Flutöffnung von 4,2 m besaß. Zum Schutz gegen Witterungseinflüsse war die Brücke an den Seiten mit Brettern verschalt und oben mit einem Dache versehen. Im Laufe der Zeit waren die Hölzer in ihrem Verband gelockert worden, so daß man die Brücke durch 3 untergezogene Schwelljoche stützen mußte, um den Fuhrwerksverkehr aufrecht erhalten zu können.

Die Fürstlich Reuß-Plauische Kammer in Greiz, zu deren Kammergut Dölau die Brücke gehörte, entschloß sich darum, an Stelle des alten Bauwerkes eine moderne Eisenbetonbrücke zu erbauen. In den Verhandlungen mit der Gemeinde Dölau, welche die neue Brücke samt Unterhaltung später übernehmen sollte, wurde festgelegt, daß die Brücke vor allem ohne Zwischenunterstützung und mit einer Fahrbahnbreite von 4,50 m samt beiderseitigen je 1,0 m breiten Gehsteigen auszuführen sei. Dadurch, sowie durch die weiteren Forderungen möglichst flacher Zufahrtsrampen und eines Durchflußquerschnittes für Hochwasser von mindestens 100 qm war die Auswahl der Konstruktion ziemlich eingeschränkt. Aus mehrfachen Erwägungen heraus schlug die Bauleitung eine

Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn und aufgehobenem Horizontalschub

vor, womit sich auch die Fürstlich Reuß-Plauische Kammer einverstanden erklärte (Fig. 1).

Es wurde nun auf Grund eines von der Bauleitung herausgegebenen allgemeinen Entwurfs, verfaßt von dem Technischen Bureau für Ingenieurbauten, Königl. Eisenbahnbauinspektor a. D. C. F. Richard Müller in Dresden, eine beschränkte

Submission veranstaltet, auf Grund deren die Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Leipzig, den Bau übertragen erhielt.

### Bauausführung.

Mit den eigentlichen Bauarbeiten konnte verschiedener Umstände wegen erst zu Anfang September 1913 begonnen werden, indem die Spundwände geschlagen, die beim Abbruch der alten Brücke nicht völlig beseitigten Widerlager abgebrochen und die Pfahljoche für das Schalungsgestüt gerammt wurden. Diesen vorbereitenden Arbeiten stellten sich mancherlei Schwierigkeiten, weit vorspringende Fundamentabsätze in der Tiefe, alte Pfahlroste usw. entgegen, so daß erst am 29. September der Baugrund abgenommen und mit dem Einbringen des Fundamentbetons begonnen werden konnte.

Beim rechten Widerlager liegt die Gründungssohle in Höhe 261,85 über NN, beim linken in Höhe 262,50, während der Mittelwasserspiegel die Ordinate 264,25 hat und die bekannte höchste Hochwasserkote 266,30 beträgt. Die Sohle beider Baugruben bestand aus festgelagertem, blaugrauen, scharfen Kies bis zu 10 cm Korngröße. Die genügende Mächtigkeit dieser Kiesschicht wurde mittels einer Sondierstange festgestellt.

Aus der statischen Berechnung ergeben sich folgende größte Bodendrucke, die dem vorgefundenen Baugrund ohne Bedenken zugemutet werden können:

belastete Brücke und unbelastete

Hinterfüllung . . . . . 2,6 kg/cm<sup>2</sup>

unbelastete Brücke und belastete

Hinterfüllung . . . . . 2,7 kg/cm<sup>2</sup>

Widerlager ohne Brücke und be-

lastete Hinterfüllung . . . . . 2,0 kg/cm<sup>2</sup>

Am 28. Oktober wurde mit dem Betonieren der Fahrbahn, der Zugbänder und der Gehsteige begonnen, welche Arbeit nach 2½ Tagen beendet war. Am 3. und 4. November wurden die beiden

Bogenbinder betoniert. Das Geländer wurde in den folgenden Tagen hergestellt.

Die günstige Witterung war dem Fortschreiten der Betonierungsarbeiten sehr förderlich.

Mit Rücksicht auf die während der Abbindezeit eingetretene feuchtkalte Witterung wurde statt der üblichen 4 Wochen eine Erhärtungsfrist von 6 Wochen angeordnet und nach Ablauf dieser Zeit am 18. Dezember 1913 das Lehrgerüst gesenkt. Es ergab sich hierbei eine Senkung der Bogenscheitel um 2,5 mm, was sowohl durch ein

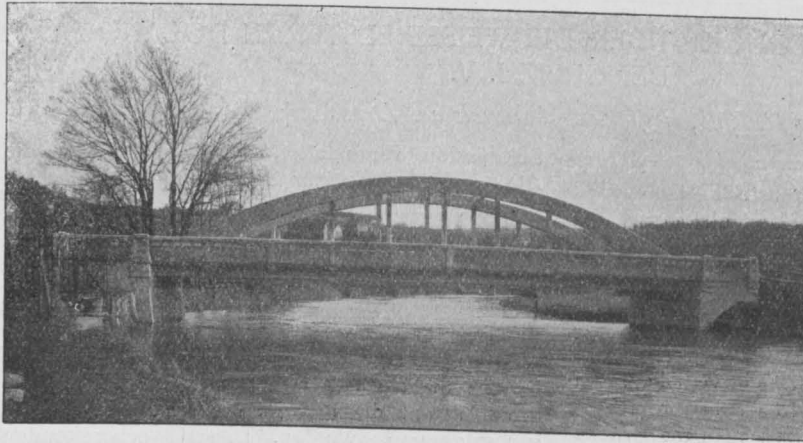


Fig. 1a. Längsansicht der Brücke.

Nivellierinstrument als auch durch einen Zeigerapparat festgestellt wurde (Fig. 2).

Nachdem so die Eiseneinlagen der Hängesäulen in Spannung versetzt waren, wurden die Betonummantelungen derselben hergestellt. Im Anschluß daran erfolgte der Putz der Sichtflächen der Brücke (teils Pinselputz, teils Zementmörtelputz) sowie die Abdeckung der Fahrbahn mit einer doppelten Lage bester Asphaltfilzplatten von je 7 mm Stärke mit viermaligem Anstrich von Klebasphalt und Asphaltteer; die Plattenbalkendecke hatte vorher einen wasserdichten 2 cm starken Zementputz unter Zusatz von Zeresit erhalten. Es war von der Bauleitung vorgeschlagen worden, zum Schutze der Asphaltfilzplattenabdeckung vor Beschädigungen beim Herstellen oder späteren Ausbessern der Fahrbahn eine Schutzschicht aus Beton von 4–5 cm Stärke auf die Isolierung aufzubringen; aus Sparsamkeitsgründen wurde jedoch von der Ausführung abgesehen, so daß nur eine etwa 10 cm starke Sandschicht zwischen Isolierung und Fahrbahnbefestigung sich befindet.

Die Fahrbahn ist durch 10 cm starkes Kleinsteinpflaster befestigt, die Gehsteige sind mit 2 cm starkem Zementestrich abgedeckt.

#### Material.

Zu den Widerlagerfundamenten wurde ein Stampfbeton verwendet, der aus 1 Teil Portlandzement, 6 Teilen Kiessand und 8 Teilen Klar-schlag bestand, das aufgehende Mauerwerk wurde im Mischungsverhältnis 1:4:6 aus den gleichen Materialien hergestellt. Für die eisenbewehrten Bauwerksteile wie Bögen, Zugband, Hängesäulen, Plattenbalkendecke, Fußsteigdecke, Geländer, Brüstungen kam Beton aus 1 Teil Zement, 3 Teilen Kiessand und 2 Teilen Feinschlag in Verwendung. Die Betonbereitung erfolgte durch eine Mischmaschine.

Als Portlandzement verwendete man Marke Saxonia, Göschwitz, der gewaschene Kiessand wurde aus einer in der Nähe befindlichen Grube bezogen, ebenso der Porphyrfinschlag, dessen größte Seitenlänge nicht über 2 cm betrug. Beide Materialien waren von ausgezeichneter Beschaffenheit. Die aus dem zu den Bogenbindern verwendeten Beton am 4. November angefertigten Probewürfel zeigten nach 28 Ta-

gen, d. i. am 2. Dezember, trotz des langsameren Erhärtens infolge der feuchtkalten Witterung bei einem durchschnittlichen Gewicht von 63,4 kg eine Druckfestigkeit von 328,9 kg/cm<sup>2</sup>. Ihre Prüfung

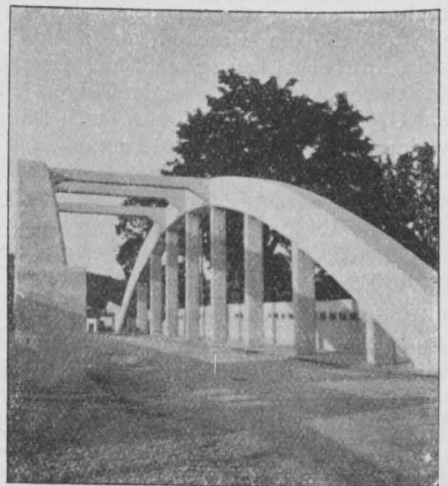


Fig. 1b. Seitenansicht der Brücke.

wurde durch das Tiefbauamt der Stadt Leipzig vorgenommen.

Von dem verwendeten Rundeseisen wurden 4 Stäbe mit Walzhaut von 12 mm Durchmesser und 50 cm Länge in der Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Dresden auf einer hydraulisch betriebenen Materialprüfungsmaschine geprüft. Das Ergebnis ist aus folgender Tabelle ersichtlich:

handen. Auf die Stützweite des Bogens von 29,30 m sind 9 Hängesäulen mit einem gegenseitigen Abstand von 2,93 m angeordnet. In denselben Entfernungen ist die Fahrbahnplatte durch Querträger und beiderseits der Gehsteige durch Konsolen gestützt.

Die Bögen sind im Scheitel 73 cm hoch und 60 cm breit, am Kämpfer jedoch 95 cm hoch.

Die Hängesäulen haben einen Querschnitt von

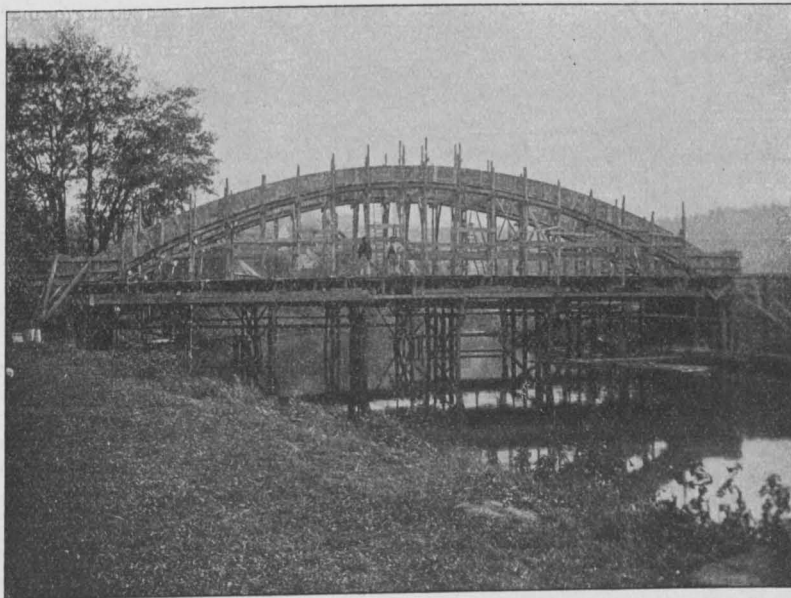


Fig. 2. Lehrgerüst.

Bez.	Querschnitt in qcm	Spannung an der Fließgrenze in kg/qcm	Zugfestigkeit in kg/qcm	Dehnung $11,3 \sqrt{F}$ in ‰	Kontraktion in ‰
1	1,169	3 170	4 280	30,4	70,7
2	1,150	3 130	4 220	25,1	68,4
3	1,150	3 000	4 260	29,9	70,2
4	1,169	3 080	4 290	30,6	69,8

#### Abmessungen der Brücke.

Um den vom Fürstlichen Landratsamt verlangten Durchflußquerschnitt für Hochwasser von 100 qm zu erhalten, wurde der Brücke eine Lichtweite von 28,50 m gegeben, die Stützweite beträgt 29,30 m (Fig. 3).

Wie aus der Querschnittsdarstellung ersichtlich ist, sind für die Fahrbahn 4,50 m, für die Gehsteige 0,97 m lichte Breite vorgesehen. Zwischen Fahrbahn und Querversteifung im Bogenscheitel ist eine Lichthöhe von 4,50 m vor-

20/40 cm, die Zugbänder einen solchen von 40/70 cm. Die Konsolen des linksseitigen Gehsteiges tragen noch ein Wasserleitungsrohr von 10 cm innerem Durchmesser.

#### Statische Berechnung.

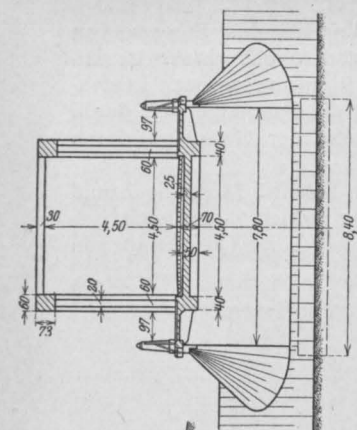
Die statische Berechnung des Bauwerks erfolgte nach den „Amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907“, herausgegeben vom Minister der öffentlichen Arbeiten.

Als Verkehrslast war vorgeschrieben:

Menschengedränge von 400 kg/qm sowie eine Dampfwalze von 14 200 kg Dienstgewicht bei 3,56 m Achsentfernung und 1,95 m Spurweite. Von dem Gewicht entfallen  $\frac{2}{3}$  auf die Triebwalzen,  $\frac{1}{3}$  trifft auf die Lenkwalze.

Die Erschütterungen wurden mit einem Zuschlag von 20 ‰ berücksichtigt.

Platte. Die ungünstigste Laststellung in Plattenmitte hat ein Moment von  $M = 3175 \text{ mkg}$  zur Folge und erfordert bei einem zulässigen



$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm},$$

eine Dicke von

$$h - a = 0,39 \sqrt{3175}$$

$$= 21,9 \text{ cm},$$

$$h = 24 \text{ cm},$$

$$f_e = \frac{2190}{133} = 16,5 \text{ qcm}.$$

Gewählt wurden 11 Stäbe von 14 mm  $\varnothing$  und 16,93 qcm Querschnitt.

Die Querträger wurden als Balken mit Konsolen berechnet. Die theoretische Stützweite beträgt 5,10 m, die auskragenden Arme sind 1,30 m lang (Fig. 4).

Es ergibt sich:

$$M_{\max} = 17\,130 \text{ mkg},$$

$$\sigma_b = 33 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm},$$

$$b = 170 \text{ cm},$$

$$h - a = 0,453 \sqrt{\frac{17\,130\,000}{170}} = 45,2 \text{ cm},$$

$$h = 50 \text{ cm},$$

$$f_e = \frac{45,2 \cdot 170}{183} = 42 \text{ qcm}.$$

Gewählt wurden 8 Stäbe von 26 mm  $\varnothing$  und 42,4 qcm Querschnitt.

Von der zu 15 700 kg errechneten Querkraft werden 5450 kg vom Beton aufgenommen, was eine Inanspruchnahme desselben von 4,5 kg/qcm ergibt.

Der Rest von 10 250 kg muß vom Eisen aufgenommen werden. Zu diesem Zwecke werden 4 Stäbe von 26 mm  $\varnothing$  mit  $f_e = 21,33 \text{ qcm}$  aufgebogen:

$$\sigma_e = \frac{10\,620}{21,23} = 500 \text{ kg/qcm}.$$

Berechnung der Fußwege.

Eigengewicht und Nutzlast betragen zusammen 840 kg/qm und ergeben ein Moment von

$$M = \frac{840 \cdot 2,94^2}{10} = 720 \text{ mkg},$$

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm},$$

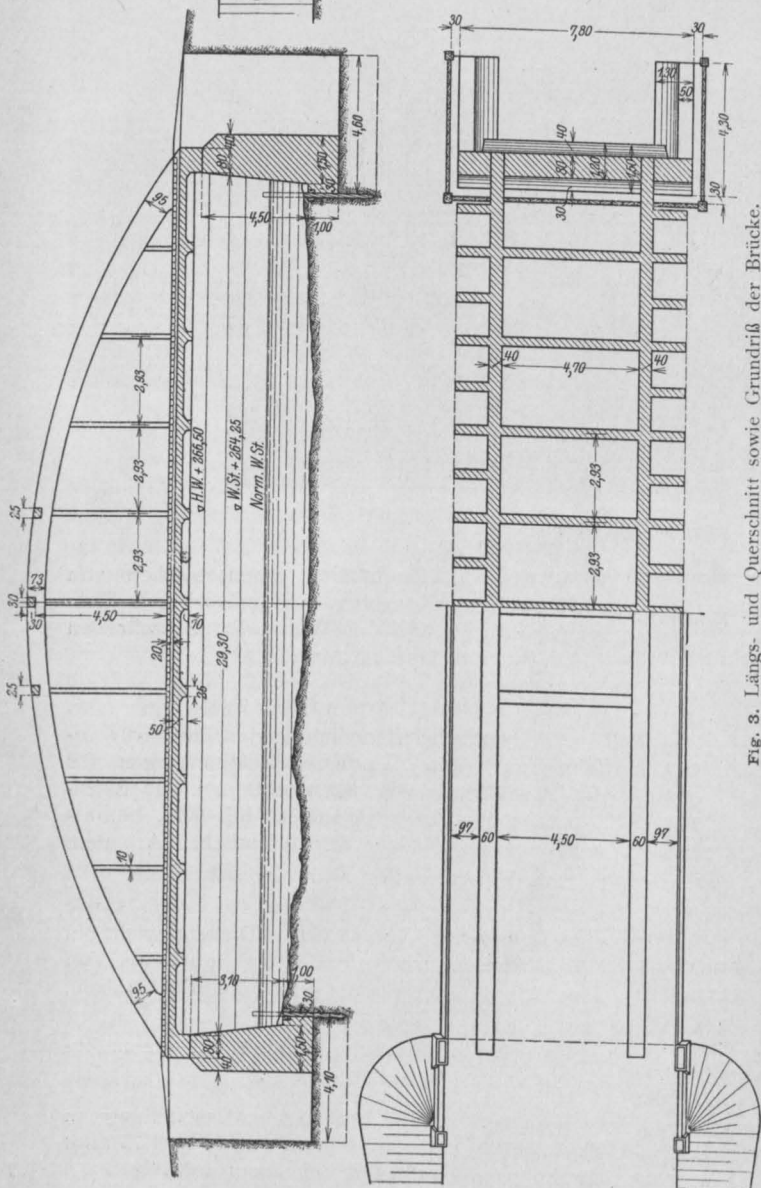
$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm},$$

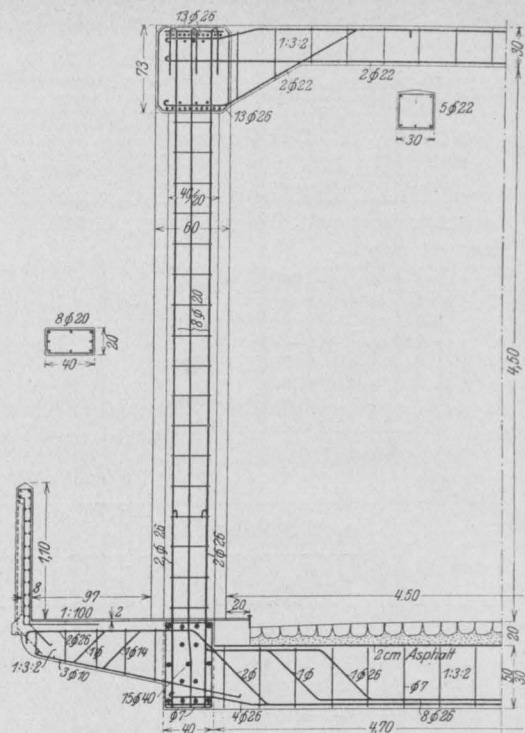
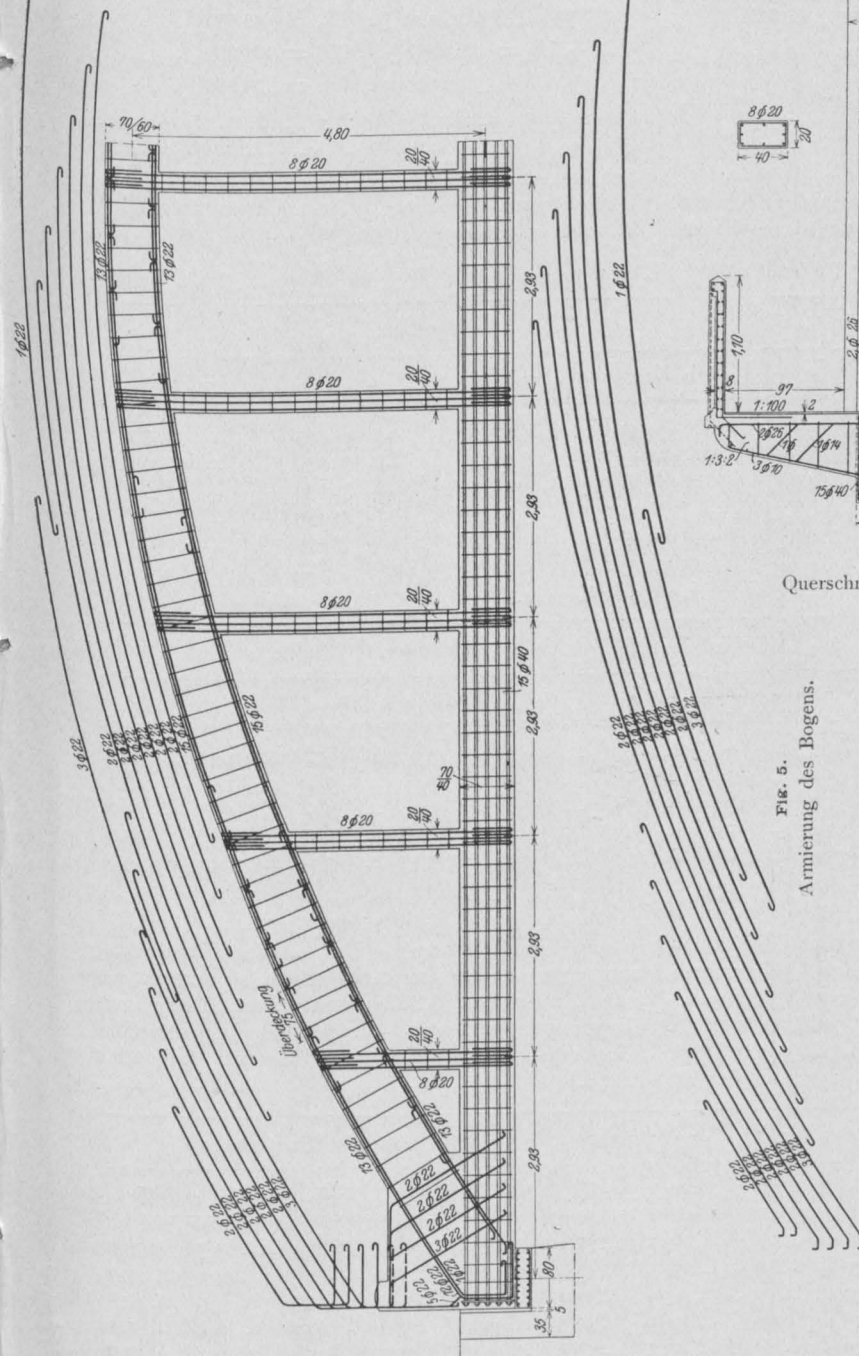
$$h - a = 0,39 \sqrt{720} = 10,5 \text{ cm},$$

$$h = 12 \text{ cm},$$

$$f_e = \frac{1050}{133} = 7,85 \text{ qcm}.$$

Gewählt wurden 10 Stäbe von 10 mm  $\varnothing$  mit 7,85 qcm Querschnitt.



$$\begin{aligned}h &= 50 \text{ cm,} \\h - a &= 46 \text{ cm,} \\b &= 30 \text{ cm,}\end{aligned}$$


Querschnitt durch die Mitte der Brücke.

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm},$$

$$h - a = 0,453 \times \sqrt{\frac{301\,000}{30}} = 46 \text{ cm},$$

$$h = 50 \text{ cm},$$

$$f_e = \frac{46 \cdot 30}{183} = 7,54 \text{ cm.}$$

Vorhanden sind die vier aufgebogenen Stäbe aus dem Quertträger mit  $f_e = 21,23$  qcm.

Hängestange.

Belastung:

Querträger . . . . . 15 700 kg,  
Fußwegkonsole

$$\frac{2600 \cdot 1,3}{2} = 1700 \text{ „}$$

Zugband

$$0,4 \cdot 0,7 \cdot 2,93 \cdot 2400 = 1\,980 \text{ „}$$

Stange 0,2 · 0,2 · 4 · 2400      390    „

Brüstung. . . . .	620	"
-------------------	-----	---

20 390 kg.



$F_e = 8$  Stäbe von 200 mm  $\varnothing$  mit 25,13 qcm Querschnitt,

$$\sigma_e = \frac{20\,390}{25,13} = 800 \text{ kg/qcm.}$$

Der Bogen.

Der Bogen (Fig. 5, S. 129) ist als Zweigelenbogen mit Zugband betrachtet, ist also einfach statisch unbestimmt. Die unbekannte Größe ist der Horizontalschub

$$H = \frac{\int \frac{M y d s}{J}}{\int \frac{y^2 d s}{J}} + \frac{1}{F_0}.$$

Es wurden zuerst die Einflußlinien der Momente und Normalkräfte bestimmt und darnach die

Dimensionierung durchgeführt. Als erstes wurde zur Festlegung der Bogenform die Stützlinie gezeichnet und dann der Bogen aus der Stützlinie für einseitige Vollbelastung dimensioniert.

Der Horizontalschub berechnet sich aus der Einflußlinie für

ständige Last zu  $H_g = 126\,230$  kg,

Nutzlast „  $H_p = 45\,050$  „

$H_g + H_p = 126\,230 + 45\,050 = 171\,280$  „

$V_{\max}$  berechnet sich zu 104 185 „

Sodann wurden die Kernmomente für ständige Last und für Nutzlast für den Scheitel, den Kämpfer und 4 dazwischen liegende Querschnitte berechnet. Sie sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Tabelle der Kernmomente.

Querschnitt	Ständige Last		Nutzlast			
	$M_{k_0}$	$M_{k_u}$	$+ M_{k_0}$	$- M_{k_0}$	$+ M_{k_u}$	$- M_{k_u}$
0	— 16 790	+ 23 980	+ 10 405	— 14 260	+ 16 525	— 6 650
1	— 21 690	+ 23 140	+ 15 240	— 20 280	+ 23 800	— 14 000
2	— 26 210	+ 24 470	+ 24 820	— 31 140	+ 31 930	— 21 470
3	— 25 090	+ 22 090	+ 27 130	— 34 660	+ 31 150	— 22 530
4	— 33 380	+ 25 070	+ 18 465	— 27 680	+ 25 670	— 14 990

Spannungstabelle.

Querschnitt	Ständige Last		Nutzlast				Summe			
	$\sigma_0$	$\sigma_u$	$\sigma_0$	$\sigma_0$	$\sigma_u$	$\sigma_u$	$\sigma_0$	$\sigma_0$	$\sigma_u$	$\sigma_u$
0	+ 27,2	+ 19,0	+ 18,7	— 7,5	— 11,8	+ 16,1	+ 45,9	+ 19,7	+ 7,2	+ 35,1
1	+ 25,0	+ 23,4	+ 25,7	— 15,1	— 16,4	+ 21,9	+ 50,7	+ 9,9	+ 7,0	+ 45,3
2	+ 21,3	+ 22,8	+ 27,8	— 18,7	— 21,6	+ 27,1	+ 49,1	+ 2,6	+ 1,2	+ 49,9
3	+ 16,6	+ 18,9	+ 23,4	— 17,0	— 20,4	+ 26,1	+ 40,0	— 0,4	— 1,5	+ 45,0
4	+ 17,6	+ 23,4	+ 18,1	— 10,5	— 13,0	+ 19,5	+ 25,7	+ 7,1	+ 10,4	+ 42,9
Kämpfer							29,1		29,1	

Da die resultierenden Spannungen die zulässige Grenze von 40 kg/qcm noch erheblich überschreiten, so müssen zur Erhöhung der Widerstandsmomente die Eisenquerschnitte erhöht werden. Es wurden daher oben und unten je 13 Stück Rundeisen von 26 mm  $\varnothing$  mit einem Eisenquerschnitt

von 69 qcm eingelegt. Da sich die Kernpunktsmomente nur unwesentlich ändern, so wurden sie zur Spannungsermittlung beibehalten. Die neuen Trägheitsmomente und die nunmehr auftretenden Grenzspannungen ergeben sich aus folgender Tabelle:

Querschnitt	J	Ständige Last		Nutzlast				Summe			
	cm <sup>4</sup>	$\sigma_0$	$\sigma_u$	$\sigma_0$	$\sigma_0$	$\sigma_u$	$\sigma_u$	$\sigma_0$	$\sigma_0$	$\sigma_u$	$\sigma_u$
0	0,0426	+ 20,6	+ 14,4	+ 16,0	— 5,7	— 8,9	+ 12,2	+ 36,6	+ 14,9	+ 5,5	+ 26,6
1	0,0457	+ 19,0	+ 17,0	+ 19,5	— 11,5	— 12,5	+ 16,7	+ 38,5	+ 7,5	+ 4,5	+ 33,7
2	0,0540	+ 18,1	+ 19,4	+ 23,6	— 15,9	— 18,4	+ 23,1	+ 41,7	+ 2,2	+ 1,0	+ 42,5
3	0,0679	+ 14,2	+ 16,1	+ 20,1	— 14,5	— 17,5	+ 22,3	+ 34,3	— 0,3	— 1,4	+ 38,4
4	0,0794	+ 14,7	+ 19,5	+ 15,0	— 8,8	— 10,8	+ 16,2	+ 29,7	+ 5,9	+ 8,7	+ 35,7

### Temperaturspannungen.

Es wurde ein Temperaturunterschied von  $+15^\circ$  angenommen. Der Horizontalschub infolge Temperaturänderung wird

$$H = \pm \frac{E \alpha t l}{\sum W y^2 + \sum \frac{S}{F}}$$

$$= \pm \frac{200\,000 \cdot 0,000\,012 \cdot 15 \cdot 29,3}{9360} = \pm 1,13 \text{ t.}$$

Das Moment von der Temperatur herrührend für Querschnitt 2:

$$M_{k_0} = \pm 1,13 \cdot 4,225 = \pm 4,78 \text{ mt,}$$

$$M_{k_u} = \pm 1,13 \cdot 3,875 = \pm 4,38 \text{ mt,}$$

$$\sigma_u = \mp \frac{4,78 \cdot 0,4}{0,0540} = \mp 3,54 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_0 = \pm \frac{4,38 \cdot 0,4}{0,0540}$$

$$= \pm 3,24 \text{ kg/qcm.}$$

Die in den Querschnitten 2 und 3 auftretenden geringen Zugspannungen werden vom Eisen aufgenommen.

### Dimensionierung der Zugbänder.

$$H = 171\,280 + 1130$$

$$= 172\,410 \text{ kg.}$$

Es sind vorhanden:

15 Stäbe von je 40 mm  $\varnothing$  mit  
 $f_e = 188,5 \text{ qcm,}$

$$\sigma_e = \frac{172\,410}{188,5} = 915 \text{ kg/qcm.}$$

Gegen seitliche Durchbiegung und gegen Wind sind oben zwischen die Bögen 3 Querriegel von 30/30 cm Stärke und 5 Stäbe von je 22 mm  $\varnothing$  mit 1901 qcm Querschnitt angebracht worden.

Das Auflager (Fig. 6) wurde auf der linken Seite fest, auf der rechten als Pendelkipplager ausgebildet.

Die Eiseneinlagen des Zugbandes (Fig. 7) sind an den Stoßstellen durch aufgeschraubte Muffen miteinander verbunden. Alle 15 Stäbe sind an den Enden des Zugbandes mittels starker Muttern an einer 60/70 cm großen und 24 mm starken flüeisernen Platte verankert.

Selbstverständlich wurde der Herstellung der

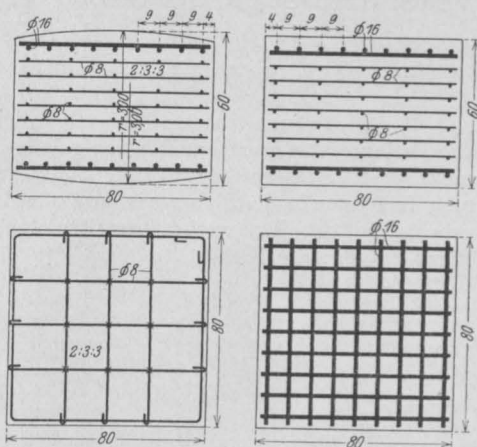


Fig. 6.

Ausbildung der Gelenksteine.

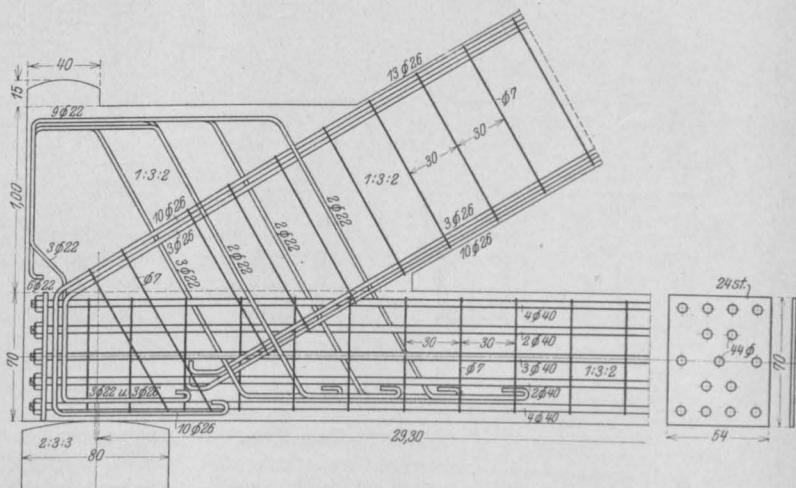


Fig. 7. Verankerung des Zugbandes.

Einführungsstelle des Bogens in das Zugband die nötige Sorgfalt gewidmet und darauf gesehen, daß die Eisen die richtigen Entfernungen voneinander haben. Die Betonmischung war hier besonders fett und plastisch.

Die Baukosten der Brücke samt Wasserhaltung betrugen 24 800 Mark. Nicht inbegriffen sind in dieser Summe der Abbruch der alten Brücke, die Herstellung und Wiederbeseitigung einer Notbrücke sowie die Fahrbahnbefestigung.

Die Bauleitung war dem „Technischen Bureau für Ingenieurbauten“ Königl. Eisenbahnbauinspektor a. D. C. F. Richard Müller in Dresden übertragen.

# VERSUCHE ÜBER DEN WERT VERSCHIEDENER QUERBEWEHRUNGEN IN BETONSÄULEN.

Von Dr.-Ing. R. Saliger, ord. Professor der k. k. Technischen Hochschule Wien.\*)

## Beschreibung.

Die im Jahre 1914 zur Durchführung gelangten Versuche des Verfassers bezweckten die Beantwortung folgender in der Baupraxis und für den Sicherheitsgrad der Tragwerke aus Eisenbeton wichtiger Fragen:

Obwohl zur Erforschung dieser Fragen zahlreiche wertvolle Versuche durchgeführt worden sind, geben sie dennoch keine erschöpfende Antwort. Die vorliegenden Versuche beschränken sich auf ein eng begrenztes Gebiet, zu dessen Durchleuchtung sie beitragen wollen. Die An-

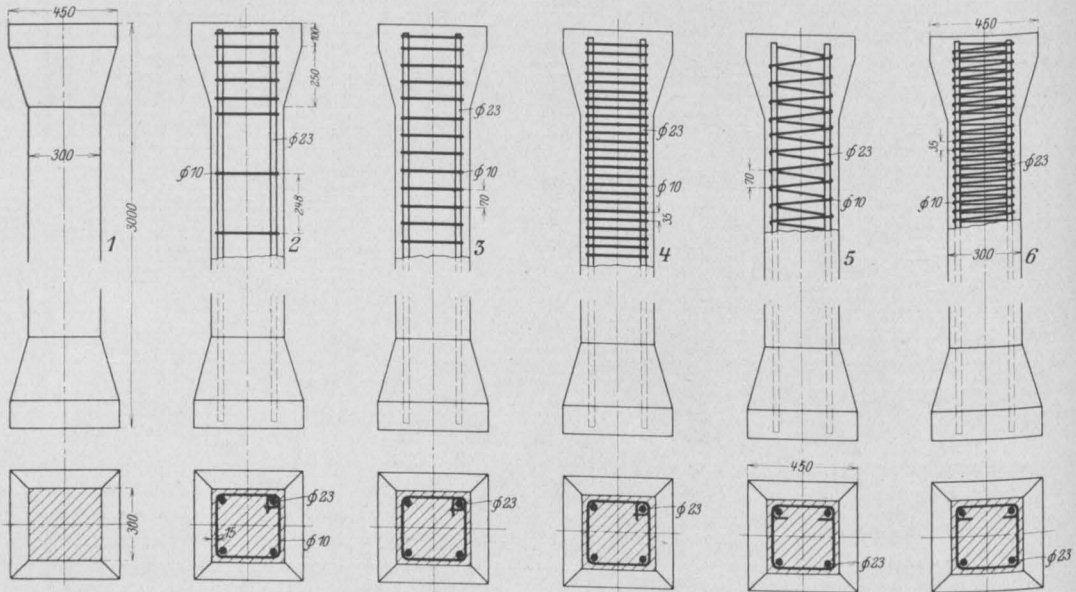


Fig. 1. Säulen der Versuchsreihe A.

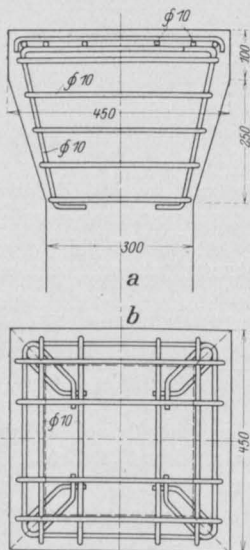


Fig. 2.

Köpfe der bewehrten Säulen der Reihe A.

1. Welche Beziehung besteht zwischen der Würfel- und Säulenfestigkeit?
2. Welchen Wert haben weit und eng liegende Querbügel von baumäßiger Form?
3. Welche Wirkung haben geschlossene (geschweißte) Ringe als Querbewehrung?
4. Ist die durchlaufende schraubenförmige Umschnürung den anderen Querbewehrungen überlegen?
5. Inwieweit hängt die Wirkung der Querbewehrung von der Querschnittsform der Säulen ab?

regung zu den Versuchen gab ein Gutachten, das ich i. J. 1913 über die Bauart von Eisenbetonsäulen erstattete. Die Versuche selbst stehen jedoch damit in keinem Zusammenhang und verfolgen einzig den Zweck wissenschaftlicher Erforschung. Das Programm der Versuche, wie sie zur Durchführung gelangten, stellte ich im Januar 1914 auf.

Der Versuchszweckerforderte Säulenabmessungen, welche baumäßigen Ausführungen entsprechen. Die Durchmesser wurden mit 30 cm, die Längen mit 3 m gewählt. Alle Säulen besaßen verdickte Köpfe.

An Querschnittsformen gelangten zwei zur Anwendung: Das Quadrat einerseits und das Achteck andererseits, letztere ist aus Herstellungsgründen anstatt des Kreises gewählt. Die Säulen mit Quadratquerschnitt sind mit Versuchsreihe A, die mit Achteckquerschnitt mit Versuchsreihe B

\*) Eine eingehendere Darlegung der Versuche wird in der Zeitschrift für Betonbau in Wien erfolgen.



Bei den Säulen mit sehr dichter Bewehrung

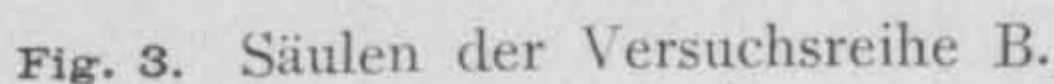


Fig. 4.

Der Versuchszweck konnte in Anbetracht der bekannten Schwierigkeiten jeder Säulenuntersuchung nur gelingen, wenn die Herstellung, Erhärtung und Erprobung jeder Versuchsreihe unter ganz gleichen Verhältnissen und mit möglichst vollkommener Gleichmäßigkeit erfolgte. In welcher Weise die Gleichmäßigkeit zu erreichen versucht wurde, ergibt sich aus den folgenden Bemerkungen über die Herstellung.



Tabelle I. Querschnitte der Versuchssäulen,  $l = 3,0$  m.

Ver- suchs- reihe	Quer- schnitt	Säule	Bewehrung			Querschnitte								
			Längs- eisen mm	Umfangseisen $\varnothing 10$		Abstand bzw. Gangh. mm	Beton $f_b$ in $\text{cm}^2$	Längseisen		Umfangseisen				
				Form	mm			Form	Abstand bzw. Gangh. mm	$f_e$ in $\text{cm}^2$	$\mu_u$ v. H.	$f_u$ in $\text{cm}^2$	$\mu_u$ v. H.	
A	Quadrat $s=30\text{ cm}$	1	—	—	—	900	—	—	—	900	—	—	—	$F' = f_b + 15f_e$ $F'' = f_b + 15f_e + 15f_u$ $F''' = f_b + 15f_e + 30f_u$
		2	4 $\varnothing 23$	Bügel	248	—	900	16,6	1,84	3,3	0,37	1149	900	
		3	4 $\varnothing 23$	Bügel	70	—	900	16,6	1,84	11,7	1,30	1324	1198	
		4	4 $\varnothing 23$	Bügel	35	—	900	16,6	1,84	23,3	2,59	1149	1498	
		5	4 $\varnothing 23$	Umschnürung	70	—	900	16,6	1,84	11,7	1,30	1149	1324	
		6	4 $\varnothing 23$	Umschnürung	35	—	900	16,6	1,84	23,3	2,59	1149	1498	
B	Achteck $d=30\text{ cm}$ Innen- durch- messer	1	—	—	—	743	—	—	—	743	—	—	743	1504 1250 1504
		2	8 $\varnothing 15$	Bügel	248	—	743	14,1	1,90	2,6	0,35	955	994	
		3	8 $\varnothing 15$	Bügel	70	—	743	14,1	1,90	9,2	1,23	955	1092	
		4	8 $\varnothing 15$	Bügel	35	—	743	14,1	1,90	18,3	2,46	955	1229	
		5	8 $\varnothing 15$	Ringe	35	—	743	14,1	1,90	18,3	2,46	955	1229	
		6	8 $\varnothing 15$	Umschnürung	70	—	743	14,1	1,90	9,2	1,23	955	1092	
		7	8 $\varnothing 15$	Umschnürung	35	—	743	14,1	1,90	18,3	2,46	955	1229	

men erfolgte in zwei Reihen mit etwa 50 cm Abstand, welche durch Längsbalken und Querbalken miteinander verbunden waren.

Die Eiseneinlagen bildeten ein vollständig steifes unverschiebliches Eisengerippe, das sorgfältig mit Bindedraht hergestellt worden ist. Die Eisengerippe wurden in die lotrecht stehenden Holzformen, deren seitliche Wände weggenommen waren, eingelegt, und in der genauen Lage an den Schalwänden festgehalten. Sodann wurden die Seitenwände eingeschoben und befestigt.

Die Herstellung des Betons geschah maschinell. Jede Mische bestand aus 40 l Feinsand, 20 l Mittelsand, 40 l Grobsand, 15 l Zement und 15 l Wasser, welche je aus Gefäßen dieser Größe der Mischmaschine zugeführt wurden. Jede Mische sollte nach den Vorversuchen 80 l Betonbrei ergeben. Dieser fiel aus der Maschine in einen kleinen Silo, aus welchem er mittels Schubkarren zu den Formen geführt wurde. Zu diesem Zwecke waren die beiden Schalungsreihen mit einem 2,8 m hohen Holzgerüst mit Bretterbelag umgeben und mit der Mischmaschine durch eine Auffahrts- und Abfahrtsrampe verbunden, so daß ein durchlaufender Betrieb möglich war. Der Betonbrei wurde aus den Karren in die Formen gefüllt, derart, daß aus jeder Mische immer drei bis vier Säulen versorgt wurden. Die Füllung der 21 Säulenformen begann zu gleicher Zeit, schritt vollständig gleichmäßig vorwärts und war zu gleicher Zeit beendet. Hierdurch war erreicht, daß der Beton aller Säulen einer Versuchsreihe gleiche Beschaffenheit besaß, daß der Einfluß der Wärme und Feuchtigkeit der Luft während der Herstellung der gleiche blieb und somit nach Möglichkeit alle Umstände ausgeschaltet waren, welche verschiedene Betonfestigkeiten bedingen. Aus jeder 5. bis 8. Mische wurden je zwei gußeiserne Würfelformen in der gleichen Weise gefüllt, zusammen 24 Würfel, um fortlaufend die Güte des Betons bestimmen zu können.

Die Herstellung der Versuchsreihe B erfolgte am 13. Juni 1914 im Freien bei klarem Wetter, Temperatur 20–22° C, und dauerte abzüglich einer halbstündigen Arbeitspause 3¾ Stunden. Die Säulen verblieben 14 Tage stehend in der Schalung, wurden dann mit dieser umgelegt, entschalt und in einem Schuppen 4 Wochen wagrecht gelagert bis zur Einlieferung ins Laboratorium. Bei der Entschalung zeigte sich, daß an verschiedenen Stellen, insbesondere an den Säulen 4a, b und c (mit ganz eng gestellten Bügeln) der Beton teilweise die dichte Umschnürung nicht ganz durchflossen hatte und an einigen Stellen die Schale mangelhaft war. Ebenso zeigten sich an einigen Köpfen unerhebliche Mängel. Diese Beobachtung lehrt wieder, daß allzu dichte Bewehrungen nicht empfehlenswert sind. Im übrigen war das Äußere aller Säulen einwandfrei. — Die Würfel blieben

2 Tage in den Gußeisenformen und wurden dann im Schuppen gelagert.

Die Herstellung der Versuchsreihe A erfolgte am 25. Juli 1914 bei klarem Wetter, Temperatur 20 bis 23° C, in genau derselben Weise wie jene von B.

Die Durchführung der Arbeiten vom 28. Juli an bot wegen der Kriegsergebnisse mancherlei Schwierigkeiten, die im wesentlichen jedoch überwunden werden konnten.

Aus den von der Alpinen-Montangesellschaft für die Versuchskörper gelieferten Eisenstäben wurden teils ganze Stangen ausgewählt, teils Stücke von 500—1200 mm Länge abgeschnitten, zusammen 9 Stück, und im mechanisch-technischen Laboratorium geprüft.

Tabelle II. Festigkeit des Rundeisens.

Probe	Durchmesser	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung	Einschnürung
Nr.	mm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	%	%
1 u. 2	23,15	2425	3415	35,8	65
3 u. 4	15,0	2555	3670	39,3	69
5—10	10,0	2580	3620	38,4	73

Die mittlere Festigkeit der Probewürfel der Versuchsreihe A schwankte von 129 bis 141 kg/cm<sup>2</sup>; das Gesamtmittel ist

$$\sigma_w = 136 \text{ kg/cm}^2.$$

Die mittlere Festigkeit der Probewürfel der Versuchsreihe B schwankte von 140 bis 182 kg/cm<sup>2</sup>; das Gesamtmittel ist

$$\sigma_w = 158 \text{ kg/cm}^2.$$

Da jede Säule aus Beton von wenigstens 12 Mischen besteht, so können die Mittelwerte

$\sigma_w = 136 \text{ kg/cm}^2$  für Versuchsreihe A und

$\sigma_w = 158 \text{ kg/cm}^2$  für Versuchsreihe B als Maßzahlen für die Güte des Säulenbetons (gemessen an der Würfel Festigkeit) gelten, wobei angenommen wird, daß sich die verschiedenen Einzelgüten der Mischen in den Säulen zu Beton der berechneten Mittelgüten zusammensetzen.

#### Erprobung der Säulen.

Die Erprobung erfolgte in der stehenden 800 t-Presse des mech.-techn. Laboratoriums der Technischen Hochschule in Wien. Die Säulen, deren Kopfflächen bei der Herstellung genau senkrecht zur Achse abgeglichen worden sind, wurden mit Sorgfalt zwischen die verstellbaren Druckplatten der Maschine eingeschoben und flächengelagert geprüft.

Die wichtigsten Beobachtungen während der Erprobung sind in den S. 136 und 137 folgenden Beschreibungen (Tab. IV u. V) wiedergegeben.

Folgerungen aus den durchgeführten Versuchen mit Gußbetonsäulen.

1. Die Säulenfestigkeit ist sowohl bei den quadratischen wie bei den achtseitigen Säulen nach den vorliegenden Versuchen im Mittel nicht kleiner als die nachgewiesene Würfel Festigkeit.

Nach den meisten bisher ausgeführten Versuchen erwies sich die Prismenfestigkeit (innerhalb des knickfreien Bereiches) kleiner als die Würfel Festigkeit, und zwar nicht bloß für Beton, sondern auch für Metalle. Bach findet für Beton 0,83 bis 0,90, für Gußeisen 0,90. Der kleinere Wert für die Prismenfestigkeit liegt nach Bach nicht in einem Unterschied der Stofffestigkeiten an sich begründet, sondern in der Art, wie die Druckfestigkeit ermittelt wird, also im Einfluß der Verhinderung der Querdehnung an den Druckflächen bei kurzen Prismen.

In der Literatur finden sich über das Verhältnis der Würfel Festigkeit zur Säulenfestigkeit des Betons weit auseinander liegende Versuchswerte, von nahe 1,0 an, meist jedoch wesentlich weniger, bis herab auf 0,43 (Talbot); die erheblich kleineren Werte als 1,0 sind ohne Zweifel auf die verschiedene Festigkeit des Betons an sich in der Würfel- und Säulenform zurückzuführen.

2. Der bemerkenswerteste Unterschied zwischen der unbewehrten und der bewehrten Betonsäule liegt in der Art des Bruches. Erstere bricht in der Regel plötzlich vollständig zusammen, letztere läßt den bevorstehenden Bruch äußerlich erkennen, und zwar um so früher, je stärker die Umfangsbewehrung ist.

3. Längseisen mit weitgestellten Bügeln erhöhen die Tragkraft annähernd in dem Maße, wie es der üblichen Berechnung mit dem Querschnitt  $f_b + 15 f_e$  entspricht.

4. In Säulen mit Umfangsbewehrung beginnt die Zerstörung der äußeren Schale bei einer Spannung, welche den Bruch der nicht umfangbewehrten Säule hervorruft.

5. Der Einfluß der Umfangsbewehrung auf die Tragkraft ist weniger abhängig von ihrer Art (ob Bügel, Ringe oder fortlaufende Umschnürung) und Stärke, als von der Ganghöhe und von der Querschnittsform der Säule sowie (unter Berücksichtigung anderer Versuchsergebnisse) vom Beton und Zusammenhang der Schale und des Kernes.

6. In den geprüften Säulen mit Quadratquerschnitt erwies sich die Wirkung von Bügeln und fortlaufender Umschnürung von je derselben Stärke als nahezu vollkommen gleich. Ihr Einfluß ist annähernd durch den gedachten Querschnitt  $f_b + 15 f_e + 15 f_u$  ausgedrückt,

Tabelle IV. Tragkraft der Säulen A.

Querschnitt quadratisch.

Herstellung 25. Juli, Erprobung 6. und 7. Oktober 1914, Alter 73—74 Tage.

Zugehörige Würfel Festigkeit 129—141 kg/cm<sup>2</sup>, im Mittel aus 8 Versuchen  $\sigma_w = 136$  kg/cm<sup>2</sup>.

Säule	Beginn der Zerstörung, bzw. des Abfalles der äußeren Schale					Höchstlasten				
	P in t		$\sigma_b' = \frac{P}{f_b + 15 f_e}$ in kg/cm <sup>2</sup>		$100 \frac{\sigma_b' - \sigma_w}{\sigma_w}$	P in t		$\sigma_b'' = \frac{P}{f_b + 15 f_e + 15 f_u}$ in kg/cm <sup>2</sup>		$100 \frac{\sigma_b'' - \sigma_w}{\sigma_w}$
	einzel	Mittel	einzel	Mittel		einzel	Mittel	einzel	Mittel	
a						140		155		
1 b	plötzlich	—	—	—	—	130	126	144	140	+ 2,9
c						107		119		
a	168		146			169		142		
2 b	165	155	144	135	— 0,7	165	156	138	131	— 3,7
c	132		115			134		112		
a	150		131			172		130		
3 b	144	152	125	132	— 2,9	174	176	131	133	— 2,2
c	161		140			183		139		
a	154		134			190		127		
4 b	148	157	129	137	+ 0,7	193	195	129	131	— 3,7
c	170		148			203		136		
a	150		131			176		133		
5 b	157	152	137	133	— 2,2	176	175	133	132	— 2,9
c	150		131			172		130		
a	156		136			203		135		
6 b	156	158	136	138	+ 1,5	192	200	128	133	— 2,2
c	162		141			206		137		



Tabelle V. Tragkraft der Säulen B.

Querschnitt achtseitig.

Herstellung 13. Juni, Erprobung 28. und 29. Juli 1914. Alter 45—46 Tage.

Zugehörige Würfel Festigkeit 140—182 kg/cm<sup>2</sup>, im Mittel aus 20 Versuchen  $\sigma_w = 158$  kg/cm<sup>2</sup>.

Säule	Beginn der Zerstörung bzw. des Abfalles der äußeren Schale					Höchstlasten						
	P in t		$\sigma_b' = \frac{P}{f_b + 15 f_e}$ in kg/cm <sup>2</sup>		100 $\frac{\sigma_b' - \sigma_w}{\sigma_w}$	P in t		$\sigma_b'' = \frac{P}{f_b + 15 f_e + 15 f_u}$ in kg/cm <sup>2</sup>		$\sigma_b''' = \frac{P}{f_b + 15 f_e + 30 f_u}$ in kg/cm <sup>2</sup>		100 $\frac{\sigma_b''' - \sigma_w}{\sigma_w}$
	einzel	Mittel	einzel	Mittel		einzel	Mittel	einzel	Mittel	einzel	Mittel	
1 a	plötzlich	—	—	—	—	108	121	145	163			+ 3,2
1 b						120		162				
1 c						135		182				
2 a	147	142	154	149	— 5,7	147	156	148	157			— 0,6
2 b	137		144			137		138				
2 c	plötzlich	—	—	—	—	185		186				
3 a	150	145	157	152	— 3,8	173	164	159	151			— 4,4
3 b	141		148			158		145				
3 c	145		152			162		149				
4 a	143	140	150	147	— 6,9	181	177	147	144			— 8,8
4 b	143		150			173		141				
4 c	134		141			177		144				
5 a	154	151	162	159	+ 0,6	196	200	159	163	130	133	+ 3,2 (— 15,8 bez. $\sigma_b'''$ )
5 b	144		151			186		151		124		
5 c	155		163			217		176		144		
6 a	146	149	153	156	— 1,3	199	198	182	182	159	157	+ 15,2 (— 0,6 bez. $\sigma_b'''$ )
6 b	150		157			189		173		151		
6 c	152		159			207		190		167		
7 a	148	152	155	159	+ 0,6	194	204	158	166	129	136	+ 5,1 (— 13,9 bez. $\sigma_b'''$ )
7 b	150		157			219		178		145		
7 c	158		165			200		163		133		

7. In den geprüften Säulen mit Achteckquerschnitt erwies sich die Wirkung der Bügel jener in Quadersäulen annähernd gleich, stand jedoch der Wirkung der geschlossenen (geschweißten) Ringe und der Schraubenumschnürung nach. Die

Schraubenumschnürung, die sich den geschlossenen Ringen nur wenig überlegen zeigte, erreichte nahezu die Wirkung, welche durch den gedachten Querschnitt  $f_b + 15 f_e + 30 f_u$  ausgedrückt ist, verminderte sich aber bei sehr kleiner Ganghöhe.

## DIE EINFLUSSLINIEN MEHRFACH GESTÜTZTER RAHMENTRÄGER.

Von Dr.-Ing. H. Marcus (Breslau).

Die nachstehenden Untersuchungen haben die Lösung einer zweifachen Aufgabe zum Ziel. Es soll einerseits festgestellt werden, ob die bei den meisten Rahmenberechnungen übliche Annahme einer wagerechten Unverrückbarkeit der Knotenpunkte eine wesentliche Verschiebung des Spannungsbildes zur Folge hat, während andererseits an Hand einer analytischen Prüfung der Elastizitätsbedingungen ein genaues und doch äußerst einfaches Verfahren zur unmittelbaren Bestimmung der Einflußlinien des Tragwerkes

Ersatz der inneren Spannkkräfte drei Kraftgrößen für jede Schnittstelle in Betracht: Die Achskraft  $D_m$  bzw.  $D'_m$ , die Scherkraft  $U_m$  bzw.  $V_m$ , das Biegemoment  $Y_{m-1}$  bzw.  $X_m$ . Zwischen diesen sechs Kraftgrößen bestehen auf Grund der Gleichgewichtsbedingungen der Ebene die Beziehungen:

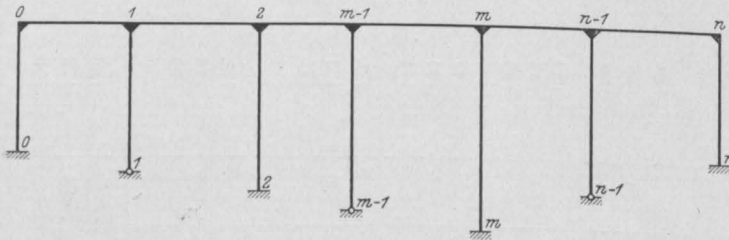


Fig. 1.

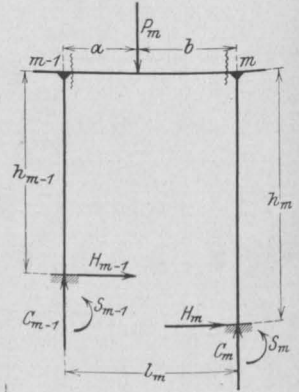


Fig. 1a.

gewonnen werden soll. Im Rahmen dieser Untersuchungen sollen zugleich die Hauptzahlen für die Grenzwerte der Biegemomente errechnet und somit eine brauchbare Grundlage für die praktische Querschnittsbemessung geschaffen werden.

### § 1. Die Elastizitätsbedingungen des durchlaufenden Rahmens.

Wir betrachten zunächst ein Tragwerk, welches aus einem wagerechten Riegel und ungleich hohen, lotrechten Ständern bestehen möge (Fig. 1).

Die Ständer sind am Kopf starr mit dem Riegel verbunden und am Fuße entweder gelenkartig gelagert oder fest eingespannt. Wir geben den Knoten- bzw. den Stützpunkten der Reihe nach die Ordnungsziffern 0, 1, 2, 3, ..., n-1, n und bezeichnen mit  $l_m$  die Länge des mten Feldes und mit  $h_m$  die Höhe des mten Ständers.

Denken wir uns, durch Schnitte unmittelbar rechts vom (m-1)ten und links vom mten Knotenpunkt, den mten Riegelabschnitt von den benachbarten Ständern getrennt, so kommen als

$$\left. \begin{aligned} U_m - V_m &= P_m, \\ D_m &= D'_m, \\ a U_m + b V_m &= X_m - Y_{m-1} \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

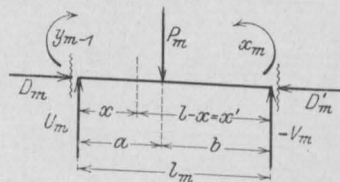


Fig. 1 b.

Setzt man

$$\begin{aligned} \frac{b P_m}{l_m} &= A_m, \\ \frac{a P_m}{l_m} &= B_m, \end{aligned}$$

so erhält man auch

$$\left. \begin{aligned} U_m &= A_m - \frac{Y_{m-1} - X_m}{l_m} \\ V_m &= \frac{X_m - Y_{m-1}}{l_m} - B_m \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

Bezeichnet man mit  $Q_{0m}$  und  $M_{0m}$  die der Kraftgruppe  $P_m$ ,  $A_m$ ,  $B_m$  entsprechenden Querkkräfte und Biegemomente, so lauten die Gleichungen der tatsächlichen Spannkkräfte:



$$\left. \begin{aligned} Q_m &= Q_{0m} + \frac{X_m - Y_{m-1}}{l_m} \\ M_m &= M_{0m} + \frac{Y_{m-1} x' + X_m x}{l_m} \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

Die Kräfte, welche am  $m$ ten Knotenpunkt angreifen, sind nunmehr  $D_m, D_{m+1}, U_{m+1}, V_m, X_m, Y_m$ . Sie stehen mit den Auflagerwiderständen, dem lotrechten Auflagerdruck  $C_m$ , dem wagerechten Schub  $H_m$  und dem Spannungsmoment  $S_m$  in Gleichgewicht. Es gelten somit die Gleichgewichtsbedingungen:

$$\left. \begin{aligned} C_m &= U_{m+1} - V_m = (A_{m+1} + B_m) \\ &\quad - \frac{Y_{m-1} - X_m}{l_m} + \frac{Y_m - X_{m+1}}{l_{m+1}} \\ H_m &= D_{m+1} - D_m \\ S_m &= (X_m - Y_m) - h_m (D_{m+1} - D_m) \\ &= (X_m - Y_m) - h_m H_m \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

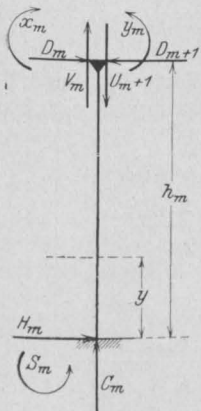


Fig. 1c.

Ist der Ständer drehbar befestigt, so wird  $S_m = 0$  und daher auch

$$H_m = \frac{X_m - Y_m}{h_m} \dots (4a)$$

Die Biegemomente  $M_v$  und die Querkräfte  $Q_v$  des Ständers folgen schließlich den Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} M_v &= -S_m - y H_m \\ Q_v &= -H_m \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

Wie die vorstehenden Entwicklungen zeigen, ist das Spannungsbild, sobald die Kraftgrößen  $X_m, Y_m, D_m$  bekannt sind, vollkommen klargelegt. Um diese statisch unbestimmten Werte zu errechnen, müssen wir jetzt die Formänderung des Tragwerkes einer näheren Prüfung unterziehen.

Die elastische Verrückung eines Knotenpunktes besteht im allgemeinen aus einer Senkung  $\delta_m$ , einer wagerechten Verschiebung  $\eta_m$  und einer Drehung des Achsenkreuzes

um den Winkel  $\gamma_m$  (Fig. 2). Die Größen  $\eta_m$  und  $\gamma_m$  sind nicht voneinander abhängig, sondern vielmehr durch die Differentialgleichung der elastischen Linie des Ständers

$$E J_v m \frac{d^2 \eta}{dy^2} = -M_v = S_m + y H_m \dots (6)$$

— worin  $J_v m$  das Trägheitsmoment des  $m$ ten Ständers und  $E$  das Elastizitätsmaß des Baustoffes bedeuten — miteinander verknüpft. Die Integration dieser Gleichung liefert der Reihe nach

$$E J_v m \frac{d \eta}{dy} = S_m y + H_m \frac{y^2}{2} + Q_1',$$

$$E J_v m \eta = S_m \frac{y^2}{2} + H_m \frac{y^3}{6} + Q_1' y + Q_2'.$$

Ist der Fuß des Ständers unwandelbar eingespannt, so müssen für  $y = 0$  auch  $\eta = \frac{d \eta}{dy} = 0$  werden, d. h. es sind  $Q_1' = Q_2' = 0$ , und man erhält für  $y = h$ :

$$\left. \begin{aligned} E J_v m \frac{d \eta}{dy} &= E J_v m \gamma_m = \frac{h_m}{2} (2 S_m + h_m H_m) \\ E J_v m \eta &= \frac{h_m}{6} (3 S_m + h_m H_m) \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

Wählen wir als Vergleichsmaß das Trägheitsmoment  $J_c$  und schreiben wir zur Abkürzung:

$$h_m \frac{J_c}{J_v m} = h'_m,$$

$$E J_c \gamma_m = q_m,$$

$$E J_c \frac{\eta_m}{h_m} = \psi_m;$$

beachten wir ferner, daß nach Gleichung (4)

$$S_m + h_m H_m = X_m - Y_m$$

ist, so gehen die Gleichungen (7) über in:

$$\left. \begin{aligned} 6 E J_c \gamma_m &= 6 q_m = h'_m (6 S_m + 3 h_m H_m) \\ &= 3 h'_m (X_m - Y_m) + 3 S_m h'_m \\ 6 E J_c \frac{\eta_m}{h_m} &= 6 \psi_m = h'_m (3 S_m + h_m H_m) \\ &= h'_m (X_m - Y_m) + 2 S_m h'_m \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

Hieraus folgt:

$$\left. \begin{aligned} S_m h'_m &= 3 \psi_m - \frac{1}{2} (X_m - Y_m) \\ 6 q_m &= \frac{3}{2} h'_m (X_m - Y_m) + 9 \psi_m \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

Für einen gelenkartig gelagerten Stab liefern hingegen die Integrationsbedingungen  $\eta = 0$  für  $y = 0$  und  $\eta = \eta_m$  für  $y = h_m$  in Verbindung mit der Gleichung (4a):

$$\left. \begin{aligned} Q_2' &= 0 \\ Q_1' &= E J_v m \frac{\eta_m}{h_m} - \frac{h_m^2}{6} H_m \\ E J_v m \gamma_m &= E J_v m \frac{\eta_m}{h_m} + H_m \frac{h_m^2}{3} \\ 6 E J_c \gamma_m &= 6 q_m = 6 E J_c \frac{\eta_m}{h_m} + 2 H_m h_m h'_m \\ &= 6 \psi_m + 2 h'_m (X_m - Y_m) \end{aligned} \right\} \dots (9a)$$

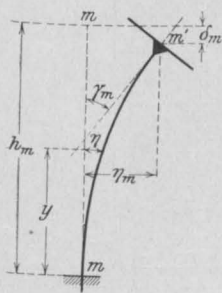


Fig. 2.

Die Formänderung der Riegelachse wird andererseits, wie Fig. 3 zeigt, durch die Winkel  $\tau_m'$  bzw.  $\tau_m''$ , um die sich die Tangente an der elastischen Linie gegenüber der Verbindungslinie der benachbarten Stützpunkte dreht, gekennzeichnet. Da Riegel und Ständer starr miteinander verbunden sind, so bildet die Riegelachse am

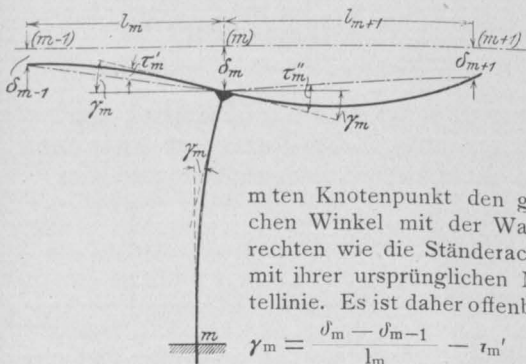


Fig. 3.

den Knotenpunkt den gleichen Winkel mit der Wagerechten wie die Ständerachse mit ihrer ursprünglichen Mittellinie. Es ist daher offenbar:

$$\gamma_m = \frac{d_m - d_{m-1}}{l_m} - \tau_m' \\ = \tau_m'' - \frac{d_m - d_{m+1}}{l_{m+1}} \quad (10)$$

Für die Winkel  $\tau_m'$  und  $\tau_m''$  liefert die Differentialgleichung der elastischen Linie des Riegels die bekannten Werte<sup>1)</sup>:

$$\left. \begin{aligned} E J_m \tau_m' &= -\frac{l_m}{6} (Y_{m-1} + 2 X_m) \\ &+ \frac{L_m}{l_m} + \frac{1}{2} \epsilon E J_m \Delta t \frac{l_m}{d_m} \\ E J_{m+1} \tau_m'' &= -\frac{l_{m+1}}{6} (2 Y_m + X_{m+1}) \\ &+ \frac{R_{m+1}}{l_{m+1}} + \frac{1}{2} \epsilon E J_{m+1} \Delta t \frac{l_{m+1}}{d_{m+1}} \end{aligned} \right\} \dots (11)$$

wobei

$$L_m = \int_0^{l_m} M_{0m} x \, dx, \\ R_{m+1} = \int_0^{l_{m+1}} M_{0(m+1)} (l_{m+1} - x) \, dx.$$

Hierin bedeuten:  $\epsilon$  die Wärmeausdehnungsziffer,  $\Delta t$  den Wärmeunterschied zwischen Ober- und Untergurt,  $d_m$  die mittlere Querschnittshöhe und  $J_m$  das mittlere Trägheitsmoment des  $m$ ten Riegelabschnittes.

1) Vergl. Müller-Breslau: „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“ Band II, Abt. 2, S. 28 ff. — Diese Gleichungen, wie auch die Gleichung (9), sind unter der Voraussetzung aufgestellt, daß das Trägheitsmoment jedes Stabteiles wenig veränderlich ist, und daher durch einen festen Durchschnittswert ersetzt werden darf. Bei starker Querschnittsveränderlichkeit wird es sich empfehlen, die von Müller-Breslau angegebenen genaueren Werte (Bd. II, Abt. 2, S. 164—168) zu verwenden.

Werden diese Werte mit den Hilfszeichnungen

$$l_m \frac{J_c}{J_m} = l_m', \\ E J_c \left( \frac{d_m - d_{m-1}}{l_m} \right) = \mathcal{A}_m, \\ \epsilon E J_c \Delta t \frac{l_m}{d_m} = T_m$$

in Gleichung (10) eingeführt, so erhält man

$$\left. \begin{aligned} 6 E J_c \gamma_m &= 6 \varphi_m = -l_m' (Y_{m-1} + 2 X_m) \\ &- 6 \frac{L_m}{l_m^2} l_m' + 6 \mathcal{A}_m - 3 T_m \end{aligned} \right\} \dots (12)$$

$$\left. \begin{aligned} 6 E J_c \gamma_m &= 6 \varphi_m = l_{m+1}' (2 Y_m + X_{m+1}) \\ &+ 6 \frac{R_{m+1}}{l_{m+1}^2} l_{m+1}' + 6 \mathcal{A}_{m+1} + 3 T_{m+1} \end{aligned} \right\} \dots (13)$$

Letztere Gleichung liefert

$$\left. \begin{aligned} 6 \varphi_{m-1} &= l_m' (2 Y_{m-1} + X_m) \\ &+ 6 \frac{R_m}{l_m^2} l_m' + 6 \mathcal{A}_m + 3 T_m \end{aligned} \right\} \dots (13a)$$

Durch Ausscheidung der Werte  $Y_{m-1}$  und  $X_m$  aus den Gl. (12) und (13a) folgt nun unmittelbar:

$$\left. \begin{aligned} Y_{m-1} &= -2 \left( \frac{2 R_m - L_m}{l_m^2} \right) \\ &- \left( \frac{6 \mathcal{A}_m + T_m}{l_m'} \right) + \frac{4 \varphi_{m-1} + 2 \varphi_m}{l_m'} \end{aligned} \right\} \dots (14)$$

$$\left. \begin{aligned} X_m &= -2 \left( \frac{2 L_m - R_m}{l_m^2} \right) \\ &+ \left( \frac{6 \mathcal{A}_m - T_m}{l_m'} \right) - \frac{4 \varphi_m + 2 \varphi_{m-1}}{l_m'} \end{aligned} \right\} \dots (15)$$

Aus Gleichung (14) ferner:

$$\left. \begin{aligned} Y_m &= -2 \left( \frac{2 R_{m+1} - L_{m+1}}{l_{m+1}^2} \right) \\ &- \left( \frac{6 \mathcal{A}_{m+1} + T_{m+1}}{l_{m+1}'} \right) + \frac{4 \varphi_m + 2 \varphi_{m+1}}{l_{m+1}'} \end{aligned} \right\} \dots (14a)$$

Oder in anderer Verknüpfung:

$$\left. \begin{aligned} X_m - Y_m &= -\frac{2 \varphi_{m-1}}{l_m'} - 4 \varphi_m \left( \frac{l_m' + l_{m+1}'}{l_m' l_{m+1}'} \right) \\ &- \frac{4 \varphi_{m+1}}{l_{m+1}'} + \frac{2}{l_{m+1}^2} (2 R_{m+1} - L_{m+1}) \\ &- \frac{2}{l_m^2} (2 L_m - R_m) + \left( \frac{6 \mathcal{A}_m - T_m}{l_m'} \right) \\ &+ \left( \frac{6 \mathcal{A}_{m+1} + T_{m+1}}{l_{m+1}'} \right) \end{aligned} \right\} \dots (16)$$

Nach Gleichung (9) ist aber zugleich:

$$X_m - Y_m = \frac{4 \varphi_m - 6 \psi_m}{l_m'} \dots (17)$$

Man erhält daher als kennzeichnende und allgemeine Elastizitätsgleichung des eingespannten Rahmens den einfachen Ausdruck



$$\frac{q_{m-1}}{l_{m+1}'} + 2 q_m \left( \frac{1}{l_{m+1}'} + \frac{1}{l_{m+1}'} + \frac{1}{h_{m+1}'} \right) + \frac{q_{m+1}}{l_{m+1}'} = Z_m$$

$$= \frac{1}{l_{m+1}^2} (2R_{m+1} - L_{m+1}) - \frac{1}{l_m^2} (2L_m - R_m) + 3 \left( \frac{A_m}{l_{m+1}'} + \frac{A_{m+1}}{l_{m+1}'} \right) - \frac{1}{2} \left( \frac{T_m}{l_{m+1}'} - \frac{T_{m+1}}{l_{m+1}'} \right) + \frac{3 \psi_m}{h_{m+1}'} \quad (18)$$

Für die Endständer ergibt sich ganz entsprechend, wenn die Sonderwerte  $l_0 = l_{n+1} = \infty$  eingeführt werden:

$$\left. \begin{aligned} 2 q_0 \left( \frac{1}{l_1'} + \frac{1}{h_0'} \right) + \frac{q_1}{l_1'} &= Z_1 \\ &= -\frac{1}{l_1^2} (2R_1 - L_1) + \frac{3 A_1}{l_1'} \\ &\quad + \frac{1}{2} \cdot \frac{T_1}{l_1'} + \frac{3 \psi_0}{h_0'} \\ \frac{q_{n-1}}{l_n'} + 2 q_n \left( \frac{1}{l_n'} + \frac{1}{h_n'} \right) &= Z_n \\ &= -\frac{1}{l_n^2} (2R_n - L_n) + \frac{3 A_n}{l_n'} \\ &\quad - \frac{1}{2} \cdot \frac{T_n}{l_n'} + \frac{3 \psi_n}{h_n'} \end{aligned} \right\} \dots (19)$$

Für den gelenkartig gelagerten Rahmen tritt an Stelle der Gl. (9) die Gl. (9a), d. h.:

$$X_m - Y_m = -\frac{3 q_m - 3 \psi_m}{h_{m+1}'} \dots (17a)$$

In Verbindung mit Gleichung (16) ergeben sich sinngemäß die Hauptgleichungen:

$$\frac{q_{m-1}}{l_{m+1}'} + 2 q_m \left( \frac{1}{l_{m+1}'} + \frac{1}{l_{m+1}'} + \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_{m+1}'} \right) + \frac{q_{m+1}}{l_{m+1}'} = Z_m'$$

$$= \frac{1}{l_{m+1}^2} (2R_{m+1} - L_{m+1}) - \frac{2}{l_m^2} (2L_m - R_m) + 3 \left( \frac{A_m}{l_{m+1}'} + \frac{A_{m+1}}{l_{m+1}'} \right) - \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{T_m}{l_{m+1}'} - \frac{T_{m+1}}{l_{m+1}'} \right) + \frac{3}{2} \cdot \frac{\psi_m}{h_{m+1}'} \quad (18a)$$

$$\left. \begin{aligned} 2 q_0 \left( \frac{1}{l_1'} + \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_0'} \right) + \frac{q_1}{l_1'} &= Z_1' \\ &= \frac{1}{l_1^2} (2R_1 - L_1) + \frac{3 A_1}{l_1'} + \frac{1}{2} \cdot \frac{T_1}{l_1'} \\ &\quad + \frac{3}{2} \cdot \frac{\psi_0}{h_0'} \\ 2 q_n \left( \frac{1}{l_n'} + \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{h_n'} \right) + \frac{q_{n+1}}{l_n'} &= Z_{n+1}' \\ &= -\frac{1}{l_n^2} (2L_n - R_n) + \frac{3 A_n}{l_n'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{T_n}{l_n'} \\ &\quad + \frac{3}{2} \cdot \frac{\psi_n}{h_n'} \end{aligned} \right\} \dots (19a)$$

Sind die Trägerenden frei drehbar gelagert, so erhält man schließlich, indem man  $h_0 = h_n = \infty$  oder  $T_{j0} = T_{jn} = 0$  einsetzt, für den eingespannten Rahmen:

$$\left. \begin{aligned} \frac{2 q_0}{l_1'} + \frac{q_1}{l_1'} &= Z_1 = -\frac{1}{l_1^2} (2R_1 - L_1) \\ &\quad + \frac{3 A_1}{l_1'} + \frac{1}{2} \cdot \frac{T_1}{l_1'} \\ \frac{2 q_n}{l_n'} + \frac{q_{n+1}}{l_n'} &= Z_n = -\frac{1}{l_n^2} (2L_n - R_n) \\ &\quad + \frac{3 A_n}{l_n'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{T_n}{l_n'} \end{aligned} \right\} \dots (20)$$

und für den gelenkartig gelagerten ebenso:

$$\left. \begin{aligned} \frac{2 q_0}{l_1'} + \frac{q_1}{l_1'} &= Z_1' = -\frac{1}{l_1^2} (2R_1 - L_1) \\ &\quad + \frac{3 A_1}{l_1'} + \frac{1}{2} \cdot \frac{T_1}{l_1'} \\ \frac{2 q_n}{l_n'} + \frac{q_{n+1}}{l_n'} &= Z_{n+1}' = -\frac{1}{l_n^2} (2L_n - R_n) \\ &\quad + \frac{3 A_n}{l_n'} - \frac{1}{2} \cdot \frac{T_n}{l_n'} \end{aligned} \right\} \dots (20a)$$

Die Hauptgleichungen (18) weisen in ihrem Aufbau die gleiche gesetzmäßige Gliederung wie die bekannten Dreimomentengleichungen des einfachen, durchlaufenden Trägers auf<sup>1)</sup>. Sind die Werte  $Z$  bekannt, so ist es auf Grund dieser Gleichungen ohne weiteres möglich, die Werte  $q$  zu errechnen. Für die Lösung der Aufgabe ist

<sup>1)</sup> Zu einer ähnlichen Beziehung zwischen drei aufeinanderfolgenden Werten gelangt man auch dann, wenn die Querschnittsveränderlichkeit berücksichtigt wird. Vergl. Müller-Breslau, Bd. II, Abt. 2 Nr. 53.

Es verdient hervorgehoben zu werden, daß die bisherigen Ableitungen auf das Rahmenwerk mit schrägen Riegeln ohne weiteres übertragen werden können. Wird nämlich nach Fig. 4 mit  $\vartheta_m$  der jeweilige Neigungswinkel der Balkenachse gegen die Wagerechte bezeichnet, so behalten die Elastizitätsgleichungen ihre Gültigkeit, wenn statt der Länge  $l_m$  der Wert  $s'_m = \frac{l_m}{\cos \vartheta_m} \frac{J_c}{J_m}$  eingeführt wird.

In den Gleichgewichtsbedingungen tritt indessen, da die Kraft  $D_m$  in Richtung der schrägen Riegelachse fällt, an Stelle von  $H_m$  der Ausdruck

$$H_m = D_{m+1} \cos \vartheta_{m+1} - D_m \cos \vartheta_m$$

und an Stelle von  $C_m$  der Wert

$$C_m = A_m + 1 - B_m - \frac{Y_m - 1 - X_m}{l_m}$$

$$+ \frac{Y_m - X_{m+1}}{l_{m+1}} + D_{m+1} \sin \vartheta_{m+1} - D_m \sin \vartheta_m$$

auf.



somit die Ermittlung der Glieder  $Z$  von entscheidender Bedeutung. In diesen Gliedern sind aber die von der Belastung bzw. von der Wärmeänderung abhängigen Ausdrücke  $L$ ,  $R$  und  $T$  von vornherein bekannt. Die zu den Werten  $J$  gehörenden Senkungen  $\delta$  können gleichfalls, insofern sie beobachtete oder geschätzte Größen darstellen, als gegeben erachtet werden<sup>1)</sup>.

Fassen wir alle bekannten Glieder in dem Ausdruck

$$K_m = \frac{1}{l_{m+1}^2} (2 R_{m+1} - L_{m+1}) - \frac{1}{l_m^2} (2 L_m - R_m) + 3 \left( \frac{J_m}{l_m} + \frac{J_{m+1}}{l_{m+1}} \right) - \frac{1}{2} \left( \frac{T_m}{l_m} - \frac{T_{m+1}}{l_{m+1}} \right)$$

zusammen, so können wir in Übereinstimmung mit der Gl. (18) schreiben:

$$\frac{q_{m-1}}{l_m} + 2 q_m \left( \frac{2}{l_m} + \frac{1}{l_{m+1}} + \frac{1}{h'_m} \right) + \frac{q_{m+1}}{l_{m+1}} = Z_m = K_m + \frac{3 \psi_m}{h'_m} \quad \dots (21)$$

<sup>1)</sup> Der Einfluß der lotrechten Auflagerwiderstände auf die Zusammendrückung der Ständer ist fast immer derartig gering, daß seine Vernachlässigung durchaus zulässig erscheint.

beziehungsweise

$$\frac{q_{m-1}}{l_m} + 2 q_m \left( \frac{1}{l_m} + \frac{1}{l_{m+1}} + \frac{3}{4} \frac{1}{h'_m} \right) + \frac{q_{m+1}}{l_{m+1}} = Z'_m = K_m + \frac{3}{2} \frac{\psi}{h'_m} \quad \dots (21a)$$

Um die Werte  $Z$  und aus denselben zugleich die Werte  $q$

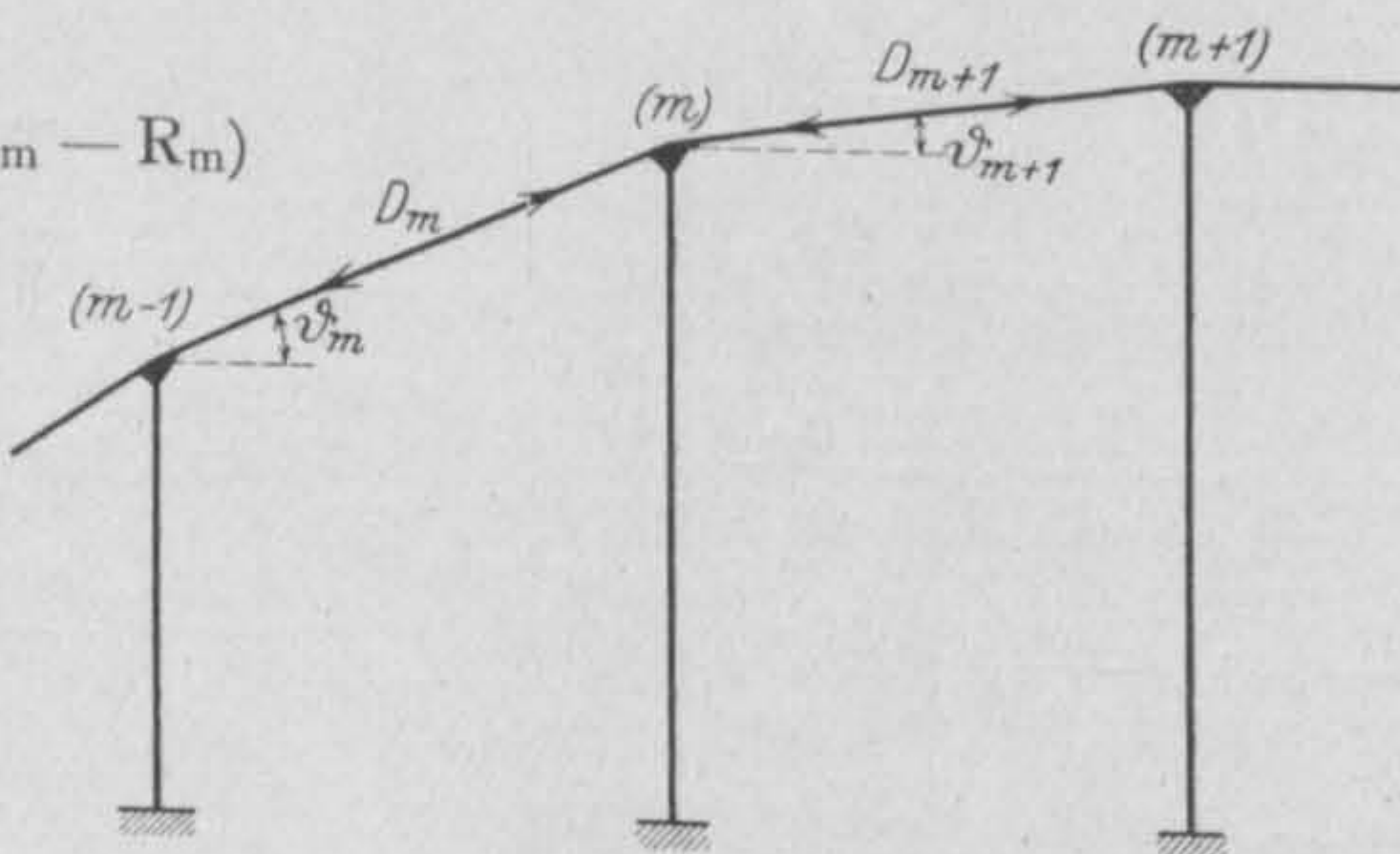


Fig. 4.

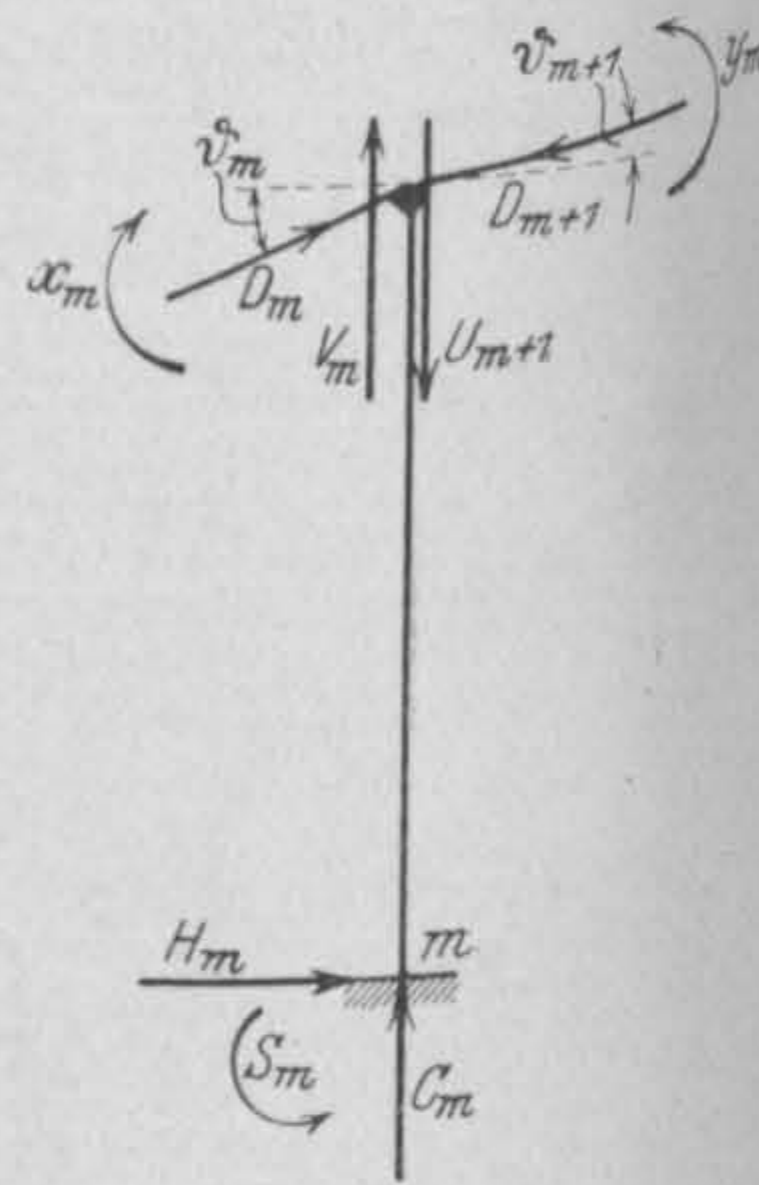


Fig. 4a.

bestimmen zu können, haben wir also nur noch die Größen  $\psi$  zu errechnen. Die Ermittlung dieser Verschiebungszahlen ist daher das nächste Ziel unserer Untersuchung. (Fortsetzung folgt.)

## ZWECKMÄSSIGE ZUSAMMENSETZUNG DES BETONGEMENGES FÜR EISENBETON.

Besprechung der Ergebnisse von Versuchen im Königl. Materialprüfungsamt in Berlin-Lichterfelde-West nach dem Berichte in Heft 29 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton\*), erstattet von Prof. M. Gary.

Die Veranlassung zu den Versuchen gaben die Beratungen über die neuen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken in Eisenbeton. Bei diesen war der Vorschlag gemacht worden, bezüglich der Bereitung der Betonmasse die nachfolgende Fassung zuzulassen:

„1 cbm Sand- und Kiesmischung soll soviel Zement enthalten, daß die Rostsicherheit gewährleistet ist (i. d. R. 300 kg). Im übrigen ist die Mischung so zu wählen, daß die geforderte Festigkeit nicht unterschritten wird. Der für 1 cbm Betonmischung erforderliche Mörtel darf zur Füllung der Hohlräume nicht weniger als  $\frac{1}{3}$  ausmachen.“

Da dieser Vorschlag, namentlich von den Vertretern der Betonindustrie, Widerspruch erfuhr und die Vermutung ausgesprochen wurde, daß bei Verwendung sorgfältig ausgewählter Zuschlagstoffe die Zementmenge beträchtlich geringer sein dürfe, wurde die Anstellung entsprechender Versuche durch das Lichterfelder Materialprüfungsamt beschlossen. Die Versuche sollten sich erstrecken:

1. Auf die auf 1 cbm Zuschlagstoffe entfallende Zementmenge;
2. auf den Mörtelgehalt von 1 cbm Beton.
3. auf die Frage, ob sich der Mörtel leicht aus dem Beton ausscheiden läßt;
4. auf den Einfluß der Würfelgröße auf die Festigkeit;
5. auf den Einfluß des Wassers auf dieselbe Zahl;
6. auf die Druckfestigkeit des flüssigen Betons;
7. auf die Frage, ob guten Kiessandmischungen unbeschadet ihrer Festigkeit Steingrus und Steinsplitt in geeigneten Mengen zugesetzt werden können und hierdurch u. U. eine Festigkeitsvermehrung eintrete.

Die verwendeten Betonarten zeigten Mischungsverhältnisse von 1:4 bis 1:6 und bestanden, soweit die Zuschlagstoffe in Frage kommen, aus sehr verschiedenen Bestandteilen; als Kiesarten fanden Verwendung: Löcknitzer Kiessand (in Berlin z. Z. viel verwendet), Cossebauder Kiessand, Rhein-kiessand, während als Grus und Splitt: Muschelkalk bzw. Odenwald-Basalt benutzt wurde.

Der Beton wurde — nach Bestimmung der Raumgewichte der Zuschlagstoffe — in eiserne

\*) Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1915, Preis 2,20 M.



Würfel flüssig bzw. weich eingebracht\*) Für den Zement war bei kombinierter Lagerung nach den Normen eine Druckfestigkeit von rd. 350 kg/qcm verlangt. Für jede Mischung wurden je 3 Druckkörper von 30 bzw. 20 cm Würfelseite hergestellt, die nach 48 Stunden zu entformen und, feucht gehalten, nach 28 Tagen zu prüfen waren. Aus den Mörtelmengen, welche aus den Betonarten ausgeschieden wurden, wurden ebenfalls kleine Probewürfel von 10 und 7,1 cm Seitenlänge hergestellt, wie die Betonwürfel behandelt und im Alter von 28 Tagen geprüft. Hierzu wurde der Mörtel auf einem Drahtsiebe von 7 mm Weite von den Steinen getrennt, nur wenig Bindemittel blieb an den letzteren haften, das dann mit Wasser abgespült wurde.

Eine Voruntersuchung der Zuschlagmaterialien lieferte das wertvolle Ergebnis, daß der Lößnitz Kiessand von allen Mischungen die größte Gleichmäßigkeit der Verteilung grober, mittlerer und feiner Körner aufweist; ihm nahe kommt der Cossebauder Kies, bei dem allerdings das Feinere überwiegt, während das Entgegengesetzte beim Rheinkliessand vorliegt. Durch die Gruszusätze wurde das mittlere und grobe Korn naturgemäß wesentlich vermehrt.

Aus den Ergebnissen der Versuche werden die folgenden Schlußfolgerungen gezogen:

1. Bei der Frage, wie viel Zement auf 1 cbm Zuschlagstoffe kommt, zeigt sich, daß nur die Mischungen 1:4 diejenigen Mengen an Zement — mehr als 300 kg — enthalten, die als Mindestmengen für gute Eisenbetonmischungen von seiten des Ausschusses angesehen wurden. Hieraus ergibt sich für die Praxis, daß eine Vorschrift über die Zementmenge für Eisenbetonbauten durchaus am Platze ist. Auch zeigte sich die bereits bekannte Tatsache, daß neben der Zementmenge die Art des Materials und die Wassermenge die Festigkeit beeinflusst, und daß diese Beeinflussung mit wachsender Zementmenge zunimmt, bei höherem Zementgehalt demgemäß eine besonders sorgfältige Auswahl der Zuschlagstoffe zur Erzielung hoher Festigkeit geboten ist.

2. und 3. Die Untersuchung der Frage, wie viel Mörtel 1 cbm Beton enthält, läßt erkennen, daß die Forderung, nach der 1 cbm Beton im Verbundbau mindestens  $\frac{1}{3}$  cbm Mörtel enthalten soll, eine sehr milde ist; bei keiner der

\*) Bezüglich des Wassergehaltes des flüssigen und weichen Betons war man sich darüber einig, daß sich der Wasserzusatz nicht für alle Materialien von vornherein nach Prozenten feststellen läßt, sondern daß hierbei Gefüge und Eigenart des Materials mitspreche. Deshalb wurde auch, um ein Wasserabsaugen durch die Zuschlagstoffe zu verhindern, für ein ausreichendes Annässen dieser vor der Betonherstellung gesorgt. Um eine Kontrolle für die Flüssigkeit des Betons beim Einfüllen zu haben, wurde das tatsächliche Fließen dieses durch Einwerfen in eine geneigte Holzrinne beobachtet. Hierdurch war es zugleich möglich dafür zu sorgen, daß alle Betonmischungen im gleichen Flüssigkeitsgrad zur Verwendung kamen.

flüssigen Mischungen ergab sich weniger als 60 % Mörtel, bei den fetteren, welche den Anforderungen an Festigkeit genügten, sogar 70—85 % des Gesamtgewichtes. Ferner zeigten die Versuche, daß eine Kontrolle der Mörtelmenge durch Absieben auf dem Bau leicht möglich ist, namentlich bei flüssigem Beton und groben Beimengungen. Bei feuchtem Beton wurde hierbei auch nur ein Fehler bis zu 13 % der Gesamtmörtelmenge gefunden, dadurch bedingt, daß hier etwas größere Mengen Bindemittel und Sand an den auf dem Siebe verbleibenden Steinen haften bleiben.

4. Die Untersuchungen über den Einfluß der Würfelgröße auf die Festigkeit haben kein einheitliches Ergebnis gezeitigt. Während bei den kleinen Betonwürfeln, flüssig hergestellt, sich — entsprechend den bisherigen Erfahrungen mit erdfeuchtem Beton — höhere Festigkeiten gegenüber den gleichartigen größeren ergaben, tritt bei dem weichen Material — obwohl er dem erdfeuchten näher steht — das Gegenteil ein. Eine sichere Erklärung hierfür fehlt zurzeit noch.

5. Die bekannte Tatsache, daß die Festigkeit des Betons erheblich vom Wasserzusatz abhängig ist, fand auch durch die vorliegenden Versuche wiederum ihre Bestätigung; auch hier zeigte sich, daß man bei Anwendung sehr nassen Betons nur mit verhältnismäßig niedrigen Festigkeitszahlen rechnen kann. Auch erscheint es zweckmäßig, da der Einfluß des Wassers erheblich abhängig ist vom Zuschlagmaterial und eine Verminderung von Wasser gerade bei gleichmäßig körnigem Beton, der weniger Feinstes und Größtes enthält, eine starke Festigkeitsvermehrung bedingt, Steinschlagbeton nicht mit hohen Wasserzusätzen zu verarbeiten.

6. Die für die Praxis besonders wichtige Untersuchung, ob die vorgeschriebenen Druckfestigkeiten (150 kg/qcm nach 28 Tagen, bei Säulenbeton 180 kg/qcm, bzw. nach 45 Tagen 180 und 210 kg/qcm) mit flüssigem Beton sich erreichen lassen, liefert das Ergebnis, daß nur 4 der angewendeten Mischungen den Anforderungen entsprachen. Als beste Mischung hat sich in dieser Hinsicht der Beton 1:4 mit Lößnitzkies erwiesen ( $\sigma_d = 210$  kg/qcm), dann folgen 2 Betone aus Cossebaudekies 1:4 (183 und 160 kg/qcm) und ein solcher mit Basaltgrus 1:5 (156 kg/qcm).

Da im Streitfalle die Prüfung nach 45 Tagen zu entscheiden hat, untersuchte Professor Gary anschließend an seine Versuche durch zweckmäßige Verlängerung der Versuchskurven für den flüssigen Beton und zwar auf Grund des bekannten Verlaufes solcher Kurven bei erdfeuchtem und weichem Beton, die bezüglichen Verhältnisse bei den verwendeten flüssigen Mischungen. Es ergibt sich, daß nur von den vorgenannten 4 Proben diese Prüfung bestanden worden wäre, die anderen alle aber die erforderliche Festigkeit nicht erreicht.



haben würden. Hierbei beweisen die Versuche zu gleicher Zeit, daß die Abstufung der verlangten Festigkeit in den 28- und 45-Tage-Proben in den Bestimmungen richtig gewählt ist, da kein Würfel, der bei 28 Tagen nicht bereits die notwendige Festigkeit aufgewiesen hat, der geforderten Beanspruchung nach 45 Tagen gewachsen gewesen sein würde.

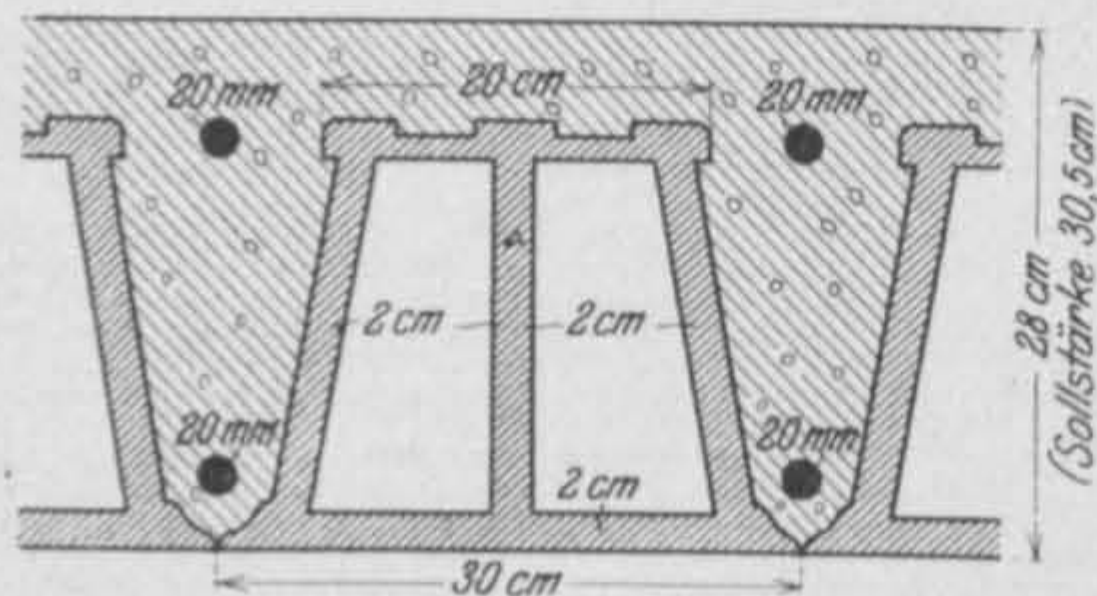
7. Die an letzter Stelle behandelte Frage, ob guten Kiessand-Betonen Steingrus und Steinsplitt zugesetzt werden könne, und hierdurch eine Festigkeitsvergrößerung eintrete, kann — wie dies ja auch in der Praxis bekannt — im allgemeinen bejaht werden, soweit die fetten Mischungen in Frage kommen (bis 1:5). Dies gilt namentlich für flüssigen Beton, bei dem durch solche Zusätze eine nennenswerte Festigkeitserhöhung zu erreichen ist. Hierbei ist zu

berücksichtigen, daß die verwendeten Zuschlagstoffe: Muschelkalk (geringe Festigkeit, höhere Wasserabsaugung, gute Haftflächen, geschmeidig im Beton) und Basalt (druckfest, geringe Wasseraufnahme, in seinen feinsten Teilen etwas hydraulisch) in ihren Eigenschaften die Grenzen des für Beton verwendeten Steinzuschlagmaterials darstellen dürften.

Wie aus den voranstehenden kurzen Darlegungen zu ersehen ist, enthält das neue Heft 29 der Veröffentlichung des Deutschen Ausschusses für Eisenbetonbau, wie seine Vorgänger, viel des Interessanten und Wissenswerten; es sei deshalb zum eingehenden Studium allen Fachgenossen bestens empfohlen. M. F.

## UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

14. Einsturz einer Steineisendecke. In einem größeren städtischen Gebäude war im 3. Stockwerk eine Decke — System Ackermann (s. Abb.) — eingebaut; sie überspannte einen Raum



von 7,40 m Lichtweite, war an der einen Seite eingespannt und lag an der anderen frei auf. Die Decke blieb nach der Herstellung

rund sieben Wochen auf der Schalung; als diese beseitigt wurde, ließ man Notstützen stehen, die erst nach weiteren drei Monaten entfernt worden sind. Diese langen Zeiträume wurden gewählt, weil die Decke starken Regenfällen ausgesetzt war und man ihr aus diesem Grunde eine längere Zeit zum Abbinden lassen wollte, als sonst üblich ist. Als die Notstützen schließlich entfernt wurden, war die Decke noch ganz feucht. Zwei Stunden darauf stürzte ein 5 m breiter Streifen der Decke ein; ein Arbeiter wurde schwer — wenn auch nicht lebensgefährlich — verletzt; die Decken des 2. und des 1. Stockwerks wurden durchschlagen. An einem gleichartig ausgeführten Deckenteil wurde darauf eine Probelastung mit zweifacher Nutzlast vorgenommen; das Ergebnis war völlig zufriedenstellend. Der Sachverständige stellte fest, daß die Stärke der Decke nicht wie beabsichtigt 30,5 cm sondern nur 28 cm betragen hatte; daher stimmten die Ergebnisse der eingereichten statischen Berechnung mit der Wirklichkeit nicht überein. Die Berechnung der Schub- und Haftspannungen war unterblieben, auch waren an der Einspannungsstelle die Hohlsteine nicht durch vollen Beton ersetzt.

Nach den amtlichen Bestimmungen — unter Beachtung der wirklich vorhandenen Decken-

stärke — berechnet der Sachverständige bei beiderseitiger freier Auflagerung die Druckspannung des Betons  $\sigma_b$  zu 42,2 kg/qcm und die Beanspruchung des Eisens  $\sigma_e$  zu 835 kg/qcm, bei Vollast wird  $\sigma_b = 91$  kg/qcm und  $\sigma_e = 1800$  kg/qcm. Berücksichtigt man, daß die Decke, soweit sich feststellen ließ, einseitig eingespannt war, so findet sich für Eigengewicht  $\sigma_b = 98$  kg/qcm und  $\sigma_e = 1870$  kg/qcm; für Vollast  $\sigma_b = 211,7$  kg/qcm und  $\sigma_e = 4040$  kg/qcm. Danach hätte diese Decke niemals zugelassen werden dürfen. Bei der Ausschalung stand über der eingestürzten Decke ein Holzgerüst (Hängewerk), das zur Aufbringung der oberen Balkenlage diente. Ob dieses Gerüst auf der Eisenbetondecke geruht oder sich selbst frei getragen hat, darüber gehen die Aussagen auseinander. Das Gerüst wog etwa 500 kg/qm und kam somit der Nutzlast gleich; hat es auf der Decke gelastet, so dürfte der Einsturz erklärlich sein, hatte die Decke aber nur ihr Eigengewicht zu tragen, so hätte sie rechnerisch sich halten müssen. Die Ausführung der Decke — abgesehen von der zu geringen Höhe — scheint einwandfrei gewesen zu sein, der Kies war gut, die Mischung 1:4. Der Zement enthielt laut Angabe des vereidigten Chemikers unzulässige Kohlensäure und Schwefelverbindungen. Der Beton der eingestürzten Teile ließ sich zwischen den Fingern zerreiben; er hatte sich von den Eisenstäben gänzlich und von den Deckensteinen zum großen Teil glatt abgelöst. Die Berechnung und die Ausführung der Decken hatte der Bauherr der ausführenden Firma ganz überlassen. Angeschuldigt wurde der Bauführer der Firma, der allerdings nur die Ausführung zu überwachen, mit Aufstellung der statischen Berechnung aber nichts zu tun gehabt hatte. Er steht zurzeit im Felde; das gerichtliche Verfahren hat daher unterbrochen werden müssen. L.-M.



## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Bauamtmann R. Schober (Dresden).*

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

##### 2. Prüfung und Untersuchung.

Prüfung plastischer Mörtel. Die verschiedenen Versuche und Ergebnisse über Untersuchungen an Probekörpern aus plastischem Mörtel werden besprochen, wobei festgestellt wird, daß diese Untersuchungen nicht die guten Ergebnisse wie die nach den Normen eingeschlagenen Probekörper zeigen. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 55.

Prüfung von Zement, Kies und daraus hergestellten Betonmischungen. Die Ergebnisse des Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde der für die gesamte Beton- und Kunststeinindustrie wichtigen Versuche werden mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 54.

##### 3. Wirtschaftliches.

Bericht über die 18. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. Kurze Mitteilungen über die Verhandlungen und Beschlüsse. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 55 u. 56.

Von der 18. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“. Kurzer Bericht über die Verhandlungen und wichtigen Beschlüsse der 18. Hauptversammlung vom 1. Mai 1915. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 9.

Zementwarenindustrie und Heimatschutz. Es wird ausgeführt, daß die Heimatschutzbewegung durchaus nicht, besonders in Sachsen, der Zementwarenindustrie entgegenarbeite. Tonindustrie-Ztg. 1915. Nr. 49.

### II. Theorie.

Berechnung von Tragwerken auf elastischer Unterlage. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Biebrich a. Rh. Die Berechnung von Gründungskörpern auf elastischem Untergrund erfolgt gewöhnlich nach dem Zimmermannschen Verfahren, wobei allerdings eine gleichbleibende Bettungsziffer, gleichbleibendes Trägheitsmoment und einfache Form der Belastungsfläche zugrunde gelegt werden müssen. In der Praxis werden diese drei Forderungen meist nicht erfüllt. Verfasser gibt in dem Aufsatz eine allgemein gültige Lösung des Problems. Beton und Eisen 1915. Heft VII/VIII.

Berechnung trägerloser Eisenbetondecken nach dem Pilzsystem. Von Dipl.-Ing. Dr. Lewe, Bromberg. Verfasser führt eine Annäherungsrechnung vor, die neuerdings von den Baupolizeiämtern in Altona und Hamburg für diese Decken zugelassen worden ist. Mit Abb. Beton und Eisen 1915. Heft VII/VIII.

Statische Berechnung des Rahmenträgers. Von Dipl.-Ing. Joh. Lührs, Hamburg. Vier verschiedene Systeme des Vierendeel- oder Rahmenträgers werden für ruhende und bewegliche Lasten untersucht. Der Eisenbau 1915. Nr. 4.

Sulla determinazione dell'altezza delle travi di cemento armato col criterio dell'economia. Über die Stärkenbestimmung von Eisenbeton-Balken mit Rücksicht auf Geldersparnis. Unter Bezugnahme auf von Prof. Suenson in Kopenhagen entwickelte Formeln und die darüber im Genie civil von de Tedesco veröffentlichte Besprechung werden die Ergebnisse zusammengestellt, nach denen eine möglichst sparsame Bemessung der Beton- und Bewehrungsabmessungen zu erfolgen hat. Il cemento 1915. Nr. 3.

Über die Spannungsverteilung in Röhren, die eine gleichmäßig über die Horizontalprojektion verteilte lotrechte Belastung tragen. Von F. Willheim und A. Leon. Auf Grund von Versuchsergebnissen und theoretischen Betrachtungen wird die Untersuchung durchgeführt, die für Wasserleitungs- und Druckrohrleitungen in Frage kommt. Österreichische Wochenschrift f. d. öffentlichen Baudienst 1915. Heft 17.

Berechnung einer Eisenbetontreppe. Von Fr. Schrader, Architekt und Oberlehrer an der König-Friedrich-August-Schule, Glauchau i. Sa. An einem Beispiel wird die Berechnung einer Eisenbetontreppe, deren Verwendung ja immer mehr in Frage kommt, vollständig durchgeführt. Beton und Eisen 1915. Heft VII/VIII.

Die Berechnung von Kreisgewölbe-Schwergewichts-Sperrmauern, gezeigt am Beispiel der Halligan-Sperrmauer am Cache la Poudre River, Colorado. Von Ziegler, Königlicher Baurat, Clausthal. Verfasser führt zunächst nach amerikanischen Fachzeitschriften die Grundzüge dieser Rechnungsweise vor, gibt dann eine Kritik des Verfahrens und macht Vorschläge, um die Vorteile des Kreisgewölbe-Schwergewichtstypes, die unzweifelhaft vorhanden sind, auszunutzen. Mit Abb. Beton und Eisen 1915. Heft VII/VIII.

Über die statische Wirkung verschiedener Spundwandisen. Von W. Gutacker, Darmstadt. Verfasser untersucht die in Deutschland auf dem Markt befindlichen Spundwandisen mit Rücksicht auf die Lage der Schwerachse des einzelnen Stückes zu der Schwerachse der Wand. Er stellt vier verschiedene Gruppen fest und erörtert daran die zweckmäßige Berechnungs-

weise jeder Gruppe. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 40.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

— — —

### IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

— — —

### V. Ausführungen.

#### 1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Das Preßzement-Bauverfahren. Von Ingenieur August Wolfsholz in Berlin. Nachdem Verfasser zunächst das Wesen und die maschinellen Einrichtungen des Verfahrens beschrieben hat, zeigt er an einer großen Zahl von Beispielen mit Abbildungen die vielseitige Verwendbarkeit des Verfahrens für Wiederherstellung und Verstärkung schadhafter Bauwerke: wie Brückenpfeiler und -Widerlager, Tunnelrückenverstärkungen, Verstärkung von Fundamenten usw. Aber auch für Neuherstellungen insbesondere in der Gründungstechnik hat sich der Preßzementbau neuerdings ein großes Gebiet erworben, wie z. B. bei Herstellung der Preßbetonpfähle usw. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1915. Nr. 8 u. 9.

Der Eisenbetonbau. Wirkung der Geschosse auf Eisenbeton. Von Professor Dr. Rohland, Stuttgart. Verfasser gibt als Ursache der vollständigen Zertrümmerung von Beton- und Eisenbetonbauten unter der Geschosswirkung die kolloidchemische Konstitution des Zementes an, welche eine mit Sprödigkeit verbundene große Spannung im Betonmauerwerk hervorruft, die durch die Schußwirkung plötzlich ausgelöst wird. Er begründet diese Auffassung in einer längeren Abhandlung über die Konstitution des Zementes. Der Industriebau 1915. Heft IV.

#### 2. Ausführungen im Hochbau.

Küchlin's Variété-Theater in Basel. Von Architekten Widmer, Erlacher und Calini in Basel. Die Eisenbetonarbeiten des Zuschauerraumes und des Bühnenhauses werden mit Abbildungen in der allgemeinen Beschreibung des Gebäudes mit vorgeführt. Schweizerische Bauztg. 1915. Bd. 65 Nr. 16.

Camini industriali in cemento armato. Fabrikschornsteine aus Eisenbeton. Von Ing. Carlo Ghelfi. Beschreibung des Baues von hohen Fabrikschornsteinen aus Eisenbeton. Der Bau erfolgt in der Weise, daß Betonblöcke mit Durchlochungen auf die senkrechten Bewehrungen aufgefädelt und die Öffnungen mit Zement vergossen werden. Alle 1,5 m werden Ringe aus bewehrtem Beton eingelegt. Für einen 37 m hohen Schornstein mit 1,2 m lichtigem Durchmesser ist eine ausführliche Berechnung beigelegt, die auch nach

Möglichkeit die bei Erdbeben drohenden Einwirkungen berücksichtigt. Mit Abbildungen. Il cemento 1915. Nr. 2.

Der Eisenbetonbau. Lagerhalle der Strebelwerke in Mannheim. Ausgeführt von Tesseraux und Stoffels in Mannheim. Der anfangs in Eisenkonstruktion geplante Bau wurde wegen der billigeren Kosten, erhöhten Feuersicherheit und kürzeren Herstellungszeit in Eisenbeton gebaut. Wenig glücklich ist allerdings die Ausmauerung zwischen Stützen und Rahmen in Backsteinen. Mit Abb. Der Industriebau 1915 Heft I.

Il nuovo Municipio di Calais. Das neue Rathaus von Calais. Beschreibung des in allen tragenden Bauteilen aus Eisenbeton hergestellten Rathausbaues. Besonders beachtlich ist der 80 m hohe schlanke Turm, der auf einer Eisenbetonplatte gegründet wurde. Mit Abb. Il cemento 1915. Nr. 3.

Neubau des Lagerhauses H. Tietz in München. Von G. Schellenberger, Architekt, München. Kurze Beschreibung dieses Eisenbetonbaues, bei dem insbesondere das gewendelte Treppenhaus bemerkenswert ist. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1915. Heft VII/VIII.

Benutzung von Eisenbetonhohlsäulen zu Heizungs- und Lüftungsanlagen. Von Über. Verfasser wendet sich gegen die Benutzung von Eisenbetonhohlsäulen zu Heizungs- und Lüftungszwecken, wie sie neuerdings in Amerika in großen Eisenbetonfabrikbauten ausgeführt und als sehr empfehlenswert in deutschen Fachzeitschriften angepriesen worden sind. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 40. — L. 1915. Nr. 5, V. 2.

Neubauten des Württemberger Portlandzementwerkes Lauffen a. N. Entwurf. Bentinger u. Steiner, Architekten in Heilbronn. Ausführung Wayss und Freytag, A.-G., Neustadt a. H. Mit vielen Abbildungen werden die neuen großen Erweiterungsbauten in Eisenbeton beschrieben. Der Industriebau 1915. Heft I.

Il cemento armato nelle opere militari. Die Anwendung des bewehrten Betons für Zwecke der Festungsbauten. Ausführliche, durch viele Abbildungen erläuterte Beschreibung von Befestigungsanlagen, wie sie durch Anwendung des Eisenbetons den Wirkungen der neuzeitlichen Geschosse widerstehen sollen. Nach der in der Zeitschrift Beton und Eisen veröffentlichten Abhandlung des holländischen Ingenieur-Offiziers und Professors Scharroo. Il cemento 1915. Nr. 1 und 2.

#### 3. Ausführungen im Brückenbau.

Zwei Steifrahmenbrücken in Eisenbeton. Von Georg Spielmann, Ingenieur der Firma L. Berringer Nachfolger, Hamburg. Mit Abbildungen werden 2 Steifrahmenbrücken be-



schrieben, bei denen, wie Verfasser betont, sich gerade der Eisenbeton den vereinten Ansprüchen von Architektur und Ingenieurkunst allseitig fügen ließ. Die Flußbrücke im Zuge der Straße Sternberg—Kl. Görnow (Mecklenburg) von 11,5 m Lichtweite ist als eingespannter Steifrahmen nach der Elastizitätstheorie berechnet worden. Von der Brücke bei Adendorf (Altona), die mit 11,6 m größter Lichtweite 3 Eisenbahngleise überbrückt und als dreistieliger Steifrahmen mit Fußgelenken ausgebildet worden ist, wird neben der konstruktiven Durchbildung sehr eingehend die Berechnung der Steifrahmen vorgeführt. *Beton und Eisen* 1915. Heft VII/VIII.

Die Verlängerung der Wienflußeinwölbung und der Stadtbahneindeckung in der Strecke von der Leopoldsbrücke bis zur Magdalenenbrücke. Vortrag, gehalten in der Vollversammlung vom 7. November 1914 von Baurat Ing. Dr. Martin Paul. Kurze Beschreibung der in den Jahren 1894 - 1901 zur Ausführung gebrachten Wienflußregulierungsanlagen. Die Bau- durchführung der Verlängerung der Wienflußeinwölbung und der Stadtbahneindeckung in Eisenbeton werden mit Abb. eingehend vorgeführt. *Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Architekten - Vereins.* 1915. Heft 17 u. 18.

Ideenwettbewerb für den „Pont Butin“, Genf. Die 5 mit einem Preis gekrönten und die 2 angekauften Entwürfe dieses großen Projektes, dessen Programm in der Schweizerischen Bauztg. 1914, S. 274 u. 284, veröffentlicht worden ist, werden mit dem Gutachten des Preisgerichtes veröffentlicht. Querschnitte, Längsschnitte und geometrische Ansichten geben einen guten Überblick über die sehr interessanten Lösungen der hohen, weitgespannten Talbrücke, bei der 14 m unter der Straßenfahrbahn eine 2gleisige Eisenbahn mit überführt wird. *Schweizerische Bauztg.* 1915, Bd. 65, Nr. 29.

Ein Brückenprojekt der Architekten Bentinger und Steiner-Heilbronn und Stuttgart. Von Carl Heinrich Otto. Eine architektonische Lösung des Wettbewerbes Bismarckbrücke Saarbrücken wird mit perspektivischen und geometrischen Abbildungen vorgeführt. *Der Industriebau.* 1915. Heft I.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Bauausführungen am Rhein-Herne-Kanal, im besonderen die Dücker der Strecke Datteln—Hamm. Von Unger, Essen a. d. Ruhr. Unter den mit Abb. beschriebenen Dückern ist der Ahsedücker bei Hamm besonders bemerkenswert, weil er in Eisenbeton hergestellt ist. Er hat sehr große Abmessungen und ist gegen Angriffe des säurehaltigen Schmutzwassers mit Klinkern ausgekleidet. Abb. zeigen Längs-, Querschnitt und Einzelheiten des Bauwerks. *Zentralbl. d. Bauverwalt.* 1915. Nr. 41.

Ufersicherungen aus Beton am Missourifluß und an seinen Nebenflüssen. Von Frank C. Perkins, Buffalo. Beschreibung zweier großer Eisenbetonbuhnen aus Eisenbetonpfählen mit Eisenbetonquerriegeln. Eingehende Angaben über die Kosten, die Art der Herstellung und die an den fertigen Bauwerken gemachten Erfahrungen. Mit Abb. *Beton und Eisen.* 1915. Heft VII/VIII.

Das Wasserkraftwerk Refrain am Doubs. Von Ing. L. Kürsteiner in Zürich. Die allgemeine Beschreibung der Anlage enthält im tiefbautechnischen Teil eine große Zahl Angaben über Betonbauwerke. Es werden mit Abb. näher dargestellt die Wasserrfassung, der Stollen, das Wasserschloß und die Druckleitung mit Zentrale und Angaben über die Ausführung dieser Bauwerke gegeben. *Schweizer. Bauztg.* 1915. Bd. 65, Nr. 16, 17 u. 18.

Das Kraftnetz und die Kraftanlagen der Southern Power Company in Nord- und Süd-Carolina. Von K. K. Ingenieur Eduard Franzelin. In der allgemeinen Beschreibung finden sich eine große Zahl Angaben über die konstruktive Ausbildung der Stauwehre und Staudämme der einzelnen Wasserkraftanlagen. Mit Abb. *Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst.* 1915. Heft 15 u. 16.

Die neue Fischhalle in Ymuiden (Holland). Von A. v. Horn. Beschreibung der Vergrößerung des neuen Fischereihafens, wobei besonders die neue Fischhalle in Eisenbeton mit Abb. näher erläutert wird. Einzelheiten über die Gründung und die Ausbildung der Schwindfugen werden besonders mit Abb. näher beschrieben. *Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst.* 1915. Heft 16.

Das Kensico-Staubecken. Von Baurat Ziegler, Klaustal. Die Baubeschreibung dieser großen geradlinigen Staumauer von 561,7 m Kronenlänge und 94,5 m größter Höhe der neuen New Yorker Catskill-Wasserleitung schildert mit Abb. besonders die maschinelle Einrichtung des Bauplatzes und die Transport- und Hebezeuganlagen, die es ermöglichen, zu gewaltigen Tagesleistungen in der Herstellung von Zyklopenmauerwerk zu gelangen. *Zentralbl. d. Bauverwaltung.* 1915. Nr. 36.

Der Harlem-River-Tunnel. Kurze Beschreibung dieses New Yorker Untergrundbahntunnels. Es wird mit Abb. die Versenkung der fast fertigen Tunnelteile und ihre Verbindung beschrieben. *Schweizerische Bauzeitung.* 1915. Bd. 65. Nr. 17.

#### 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Viadotto per ferrovia elettrica ad una sola rotaia. Viadukt für eine elektrische Ein-

schienenbahn. Zur Verbindung der Marineausstellung in Genua mit dem Hafen wurde eine 2227 m lange Bahn erbaut. Die Wagen laufen so auf einer Schiene, daß sie auf dieser reiten. Zwei Seitenteile der Wagen hängen zu beiden Seiten der Schiene tief hinab und enthalten auf jeder der beiden Seiten eine untere Sitzreihe außer den im oberen Teile der Wagen befindlichen. Die Eisenschiene liegt auf einer Eisenschwelle, die in ganzer Länge durch Eisenbetonbalken gestützt ist. Dieser Balken hat einen ähnlichen Querschnitt wie eine breitfüßige Vignolaschiene in gewaltiger Vergrößerung, Höhe 1,84 m, Fußbreite 1,00 m, Kopfbreite 40 cm, Stegstärke 30 cm. Der Balken ruht auf 5–6 m hohen Böcken aus Eisenbeton. Nach je 4 Jochen ist er durch Dehnungsfugen unterbrochen. Die Böcke sind so angeordnet, daß die beiden mittleren Öffnungen 16,75 m, die äußeren 13,25 m weit sind. Die sehr eingehende Beschreibung enthält viel bemerkenswerte Einzelheiten. Mit Abb. Il cemento. 1915. Nr. 1.

Die Ausmauerung und Entwässerung im Tunnel. Vom Großherzogl. Bauinspektor Dr.-Ing. Gaber in Heidelberg. Verfasser untersucht eingehend beide Fragen und zeigt, daß gerade die Entwässerung der allerwichtigste Teil für die Tunnelunterhaltung ist. Er zeigt an Abb. die zweckmäßigste Lösung dieser Frage. Zentralblatt d. Bauverwaltung. 1915. Nr. 35 u. 37.

Bemerkenswerte Betonfundierungen im Hüttenbetrieb. Von Ingenieur Schömburg, Essen. Für die Fundierung von Rauchkanälen, schweren und leichten Öfen auf frisch angeschüttetem Boden wird die sehr zweckmäßige Verwendung des Eisenbetons gezeigt. Verfasser gibt hierbei noch Winke über die Verwendung von spiralbewehrten Eisenbetonrohren mit Klinkerausmauerung, des Frankschen Asphalzzements bei säurehaltigen Abwässern und von Hochofenzement für Hüttenabwässer. Mit Abb. Beton u. Eisen. 1915. Heft VII/VIII.

Zwei Wasserbehälter von Regierungsbaumeister Erberich-Köln. Mit Abb. werden die architektonischen Lösungen für zwei eiserne Wasserbehälter vorgeführt, bei denen als Unterbau und Umbau der Eisenbeton verwendet wurde. Das eine Projekt zeigt einen Hochbehälter von 500 cbm bei großer Höhenlage, das andere einen Eisenbehälter von 22 m Durchmesser und 5000 cbm Inhalt aus dem westfälischen Kohlenggebiet, aber geringerer Höhenlage. Der Industriebau. 1915 Heft I.

Die neue Wasserleitung der Stadt Los Angeles in Kalifornien. Im Vorjahre hat die Stadt Los Angeles ihre neue fast 400 km lange, neue Wasserleitung, die täglich fast 1 Million cbm der Stadt aus der Sierra Nevada zuführt, in Betrieb genommen. Die Leitung wurde unter ungünstigsten klimatischen Verhältnissen, teils im Gebirge, teils in gänzlich unbewohnter, zum Teil wasserloser Wüste und fern von allen Verkehrsmitteln gebaut. 83,6 km Tunnel und 19,4 km Heberleitungen mit teilweise erheblichen Druckhöhen waren auszuführen. Der Beton und Eisenbeton wurden dabei sowohl zur Böschungsabdeckung wie zur Herstellung der Leitungen, Auskleidung der Tunnel, Herstellung der unter Druck stehenden Röhren in ausgedehntem Maße angewendet, wobei 1,5 Millionen Faß Zement (wie bei uns zu 170 kg netto) gebraucht wurden. Die Abhandlung gibt eine kurze Darstellung des großzügigen Unternehmens, insbesondere auch vom Standpunkte des Zementtechnikern und Betonbauers. Mit vielen Abb. werden die maschinellen Einrichtungen der Baustellen beschrieben, die verschiedenen Leitungsquerschnitte und ihre sehr zweckmäßige Herstellung und die Erzeugung, Mischung und Untersuchung der verwendeten Zemente geschildert. Deutsche Bauztg., Mitteil. 1915. Nr. 7, 8 u. 9.

## VI. Allgemeine Fragen.

### Deutsche Arbeit!

In der jetzigen Kriegszeit, in der alles darauf ankommt, die wirtschaftlichen Verhältnisse des Vaterlandes zu stärken und nicht unnötig bedeutende Summen ins Ausland fließen zu lassen, sollte man es für selbstverständlich erachten, daß auch beim Einkauf von Schreibmaschinen ausschließlich deutsche Fabrikate berücksichtigt werden. Es ist daher ganz unbegreiflich, daß immer noch eine ganze Reihe größerer Geschäftshäuser, Behörden und offizieller Körperschaften nach wie vor ausländische — amerikanische — Schreibmaschinen anschaffen, und dies nicht etwa auf Grund einer Qualitätsvergleichen, sondern lediglich aus alter Gewohnheit, aus Gedankenlosigkeit oder infolge eines besonders geschickten Angebotes eines Vertreters ausländischer Fabrikate.

Es handelt sich hier um Millionenwerte, die dem deutschen Volke entzogen werden, trotzdem die Erfahrung der Behörden und Geschäftshäuser, die bisher deutsche Maschinen benutzt haben, bewiesen hat, daß unsere deutsche Arbeit bei billigerem Preise mindestens ebenbürtig ist. So hat ja die deutsche Schreibmaschine in Friedenszeiten es sogar fertig gebracht, erfolgreich den südamerikanischen Markt in freier Konkurrenz zu erobern.

Es bedarf zweifellos nur dieser Aufklärung, um die maßgebenden Stellen zu veranlassen, diese Millionen von Mark der vaterländischen Industrie zuzuführen, statt dem „neutralen“ Auslande, dessen Granaten täglich viele Hunderte unserer tapferen Krieger dahinraffen, in des Wortes ureigenster Bedeutung Waffen schieden zu helfen.

*Dem Verfasser größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenlos zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.*